



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
الشعبية

People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس -
مستغانم

Abdel Hamid Ibn Badis University – Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology



Department of Civil Engineering

N° d'ordre : M2...../GC/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DEMASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil
Option:Structures

Thème

Étude d'un bâtiment a usage multiple
(Sous-sol +R.D.C+9 étages)

Présenté par

1- DJEZZAR SAID ABDELHAK

Soutenu le 02/10/ 2023 devant le jury composé de :

Président(e) : Bahar sadek

Examineurs : Balhouarifethi

Encadrant (e) : Nom et Prénom MHALA TEWFIK

Année universitaire 2022 / 2023

Remerciements

Nous remercions avant tout ALLAH de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadrant Dr.

Mahalatawfik qui nous a encadrées avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ces conseils, ces encouragements et sa disponibilité nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, M.

sedakbaharet Dr. Fethibalhouari qui nous a honorés en acceptant de juger ce travail.

Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université ABDELHAMID IBN BADIS faculté de génie civil

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى مخصص للاستعمال السكني والتجاري يتكون من سرداب وطابق أرضي بالإضافة إلى (09) طوابق، يقع بخروبة ولاية مستغانم. تم تصنيف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية

باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة RPA99V2003 و B.A.E.L91 معدلة 99، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء: الأول يبدأ بالوصف العام للمشروع مع عرض لخصائص المواد، ثم ما قبل المشروع. -حجم الهيكل وأخير انزول الأحمال. أما الجزء الثاني فيهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (الروافد، الدرج، الدرابزين، الشرفة، البلاطة الصلبة.

تم البدء فيا لدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث باستخدام برنامج robot لتحديد الضغوطات المختلفة الناتجة عن التحميل (الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية).

وأخيرا سيتم حساب دراسة العناصر المقاومة للهيكل (الأعمدة، الكمرات، الأشرطة، القاعدة العامة) في الجزء الأخير.

الكلمات المفتاحية: بناء، خرسانة مسلحة، robot، RPA99 معدل 2003، BAEL91 معدل 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (09) floors, located in Kharouba in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ROBOT Nonlinear 16 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building, Reinforced concrete, ROBOT, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à Kharouba dans la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties : La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel robot afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculée dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, robot, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Notation

A' :	Aire d'une section d'acier comprimée.
A :	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t :	Aire d'une section d'acier transversale.
B :	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o :	Aire d'une section homogène.
E_i :	Module de déformation instantané du béton.
E_v :	Module de déformation différée du béton.
E_s :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u :	Moment ultime.
M_{ser} :	Moment de service.
T_u :	Effort tranchant ultime.
a, b :	Dimension transversales d'un poteau.
b, h :	Dimension transversales d'une poutre.
h_o :	Hauteur de la table de compression
d :	Distance du barycentre d'armature tendue à la fibre la plus comprimée.
f_{c28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e :	Limite élastique de l'acier.
L_f :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier-béton.
L_x :	La plus petite dimension dans un panneau d dalle pleine.
L_y :	La plus grande dimension dans un panneau d dalle pleine.
B_r :	Section réduite du poteau.
M :	Moment résistant de la table (section en T é).
M_o :	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposantsur deux appuis simples.
M_t :	Moment fléchissant maximal en travée
M_a :	Moment fléchissant maximal en appui.

N_u:	Effort normal ultime
-----------------------	----------------------

I_f:	Moment d'inertie fictif
F:	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G:	Charge permanente
P:	Surcharge d'exploitation
E	Charges sismique
q_u:	Chargement ultime
q_{ser}:	Chargement deservice
Δf_t:	Flèche totale
L:	Portée de la travée
δ_t:	Espacement des armatures transversales
α:	Coefficients sans dimension rapport $\frac{V}{d}$
γ_b:	Coefficient partiel desécurité sur le béton
γ_s:	Coefficient partiel desécurité sur l'acier
η:	Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ:	Elancement mécanique d'une pièce.
μ:	Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ:	Rapport entre deux dimensions $(\frac{L_x}{L_y})$
σ_b:	Contrainte de compression du béton
σ_s:	Contrainte de traction de l'acier
τ_u:	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν:	Coefficient de poisson
N_{ser}:	Effort normal deservice
I_o:	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

Table des matières

<u>Dédicaces</u>	
<u>Remerciements</u>	Error! Bookmark not defined.
<u>Liste des figures</u>	
<u>Liste des tableaux</u>	
<u>Liste des abréviations</u>	
<u>I.1. INTRODUCTION</u> : :	13
<u>1.1 I.2. Présentation de l'ouvrage</u> :	15
<u>1.2 I.4. Caractéristique mécanique des matériaux</u> :	16
<u>1.2.1 I.4.1 Béton</u> :	17
<u>1.2.2 I.4.1.1 La résistance Caractéristique du béton</u> :	17
<u>1.2.3 I.4.1.2 Déformation longitudinales du béton</u> :	18
<u>1.2.4 I.4.1.3. Coefficient de poisson</u> :	18
<u>1.2.5 I.4.1.4. Les contraintes limite</u> :	19
<u>1.2.6 I.4.2.1 Module de déformation longitudinal</u> :	21
<u>I.4.2.2 Contrainte limites</u> :	Error! Bookmark not defined.
<u>1.3 I.5. Les actions</u> :	22
<u>1.4 I.6. Caractéristiques géométriques du sol</u> :	22
<u>Chapitre II</u>	
<u>I. Introduction</u> :	24
<u>II.1. Pré dimensionnement des poutres</u> :	24
<u>II.1.1. Poutres principales</u> :	24
<u>II.1.2. Poutres secondaires</u> :	25

<u>II. 2. Pré dimensionnements des éléments structuraux :</u>	25
<u>II.2.1. Les planchers :</u>	25
<u>II.1.1.1. Planchers à dalle pleines :</u>	26
<u>II.1.1.2) Planchers à corps creux :</u>	27
<u>II.2. Descente de charges :</u>	30
<u>II.2.1. Plancher terrasse inaccessible :</u>	31
<u>II.2.2. Plancher étage courant :</u>	32
<u>II.2.3. Plancher dalle pleine de sous-sol :</u>	33
<u>II.3. Pré dimensionnement des poteaux :</u>	35
<u>II.3.1. Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :</u>	35
<u>II.4.2. Application de la loi de dégression :</u>	36
<u>II.4.3. Critère de résistance :</u>	37
<u>II.4.5. Exemple de calcul :</u>	40
<u>II.6. Pré dimensionnement des voiles :</u>	45
<u>II.6.1. Voiles de contreventement :</u>	45
<u>11.5.2. Voiles périphériques de sous-sol :</u>	46

Chapitre III: Etude des planchers

<u>III.1. Introduction :</u>	49
<u>III.2. Plancher corps creux :</u>	49
<u>III.3. Ferrailage de la dalle de compression :</u>	50
<u>III.4. Étude de poutrelles :</u>	51
<u>III.4.1. Les types de poutrelles :</u>	51
<u>III.4.2. Méthode de calcul des poutrelles :</u>	51
<u>La méthode forfaitaire :</u>	51
<u>III.4.3) : Détermination des sollicitations :</u>	52
<u>Conclusion :</u>	52

<u>III.4.4. Application la méthode forfaitaire :</u>	53
<u>Étage terrasse :</u>	53
<u>Conclusion :</u>	65
<u>III.4.5. calcul des armatures transversales :</u>	66
<u>III.4.6. Vérification de la flèche :</u>	68
<u>III.3. Ferrailage de la dalle de compression :</u>	70
<u>III.4. Plancher à dalle plane :</u>	72

Chapitre I V : Etude des éléments non structureux

<u>IV.1. Étude des balcons :</u>	87
<u>IV.1.1. Introduction :</u>	87
<u>IV.1.2. Descente de charge :</u>	87
<u>IV.1.2. Moment fléchissant :</u>	88
<u>IV.1.3) Calcul du ferrailage :</u>	88
<u>IV.1.4. Calcul des armatures transversales :</u>	90
<u>IV.1.5. Calcul des la flèche :</u>	90
<u>Conclusion :</u>	90
<u>IV.2. Escalier:</u>	92
<u>IV.2.1. Introduction:</u>	92
<u>IV.1.2 : Pré dimensionnement des escaliers:</u>	93
<u>IV.1.3. Descente des charges :</u>	95
<u>IV.4. L'acrotère :</u>	110
<u>IV.4.1. Introduction</u>	110
<u>IV.2.1. Détermination des sollicitations :</u>	110
<u>IV.2.2. Effort normal et moment fléchissant :</u>	111
<u>IV.2.3. Calcul des armatures :</u>	111
<u>IV.2.5. Dessin de ferrailage :</u>	117

Chapitre V: Etude Sismique

<u>V.1 Introduction :</u>	119
<u>V.2 Méthodes de calcul sismique :</u>	119
<u>V.3 Choix de la méthode :</u>	119
<u>V.4 Critères nécessaires pour un bon comportement sismique :</u>	120
• <u>Choix des matériaux</u>	120
• <u>Choix de la structure</u>	120
• <u>Choix du site</u>	120
<u>V.5 Description du logiciel Robot Structural 2014 :</u>	120
<u>V.6 Modélisation :</u>	120
<u>V.7 Dispositions des voiles :</u>	121

Chapitre VI

<u>Ferraillage des poteaux :</u>	136
<u>Combinaisons de calcul :</u>	136
<u>II. On prend comme un exemple de calcul des poutres :</u>	147

Chapitre VII Etudes des voiles

<u>2-b) Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :</u>	159
---	-----

Chapitre VIII Etude fondation

<u>1.Introduction :</u>	162
<u>2.a.Choix du type des fondations :</u>	162
<u>2.b.La capacité portance de terrain de fondation</u>	162
<u>2.c.Classification des fondations :</u>	162
<u>2.e.Combinaisons de calcul :</u>	163
<u>2.f.Vérification de type des semelles :</u>	163

<u>3.Etude du radier :</u>	164
<u>3.a.Pré dimensionnement du radier :</u>	164
<u>3.b.Vérification des contraintes dans le sol :</u>	167
<u>3.c.Distribution des contraintes à l'ELS</u>	167
<u>Distribution des contraintes à l'ELU</u>	167
<u>3.d.Détermination des sollicitations :</u>	168
<u>3.e.Sollicitation du radier d'après robot :</u>	169
<u>3.f.Ferraillage du radier :</u>	169
<u>3.g.Calcul des armatures :</u>	169
• <u>Condition de non fragilité :</u>	170
• <u>Choix des armatures :</u>	170
• <u>Condition de non fragilité :</u>	170
• <u>Choix des armatures :</u>	170
• <u>Détermination des armatures :</u>	171
• <u>Condition de non fragilité :</u>	171
• <u>Choix des armatures :</u>	171
• <u>Condition de non fragilité :</u>	172
• <u>Choix des armatures :</u>	172
<u>4.Calcul les poutres de libage (nervure) :</u>	173
• <u>Choix des armatures :</u>	174
• <u>Choix des armatures :</u>	175
<u>6. Conclusion :</u>	176
<u>Conclusion générale</u>	178

Introduction générale

L'étude d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de cet édifice afin de garantir sa sécurité d'usage, tout en tenant compte des aspects esthétiques et économiques.

Pour cela, la construction verticale est privilégiée dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner le séisme. Chaque séisme important présente un regain d'intérêt pour la construction parasismique, ce qui engendre une amélioration du règlement.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins coûteux par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- ❖ Souplesse d'utilisation.
- ❖ Durabilité (duré de vie).
- ❖ Résistance au feu.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvra

I.1. INTRODUCTION :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage multiple, composé d'un RDC + 09 étages avec 01 sous-sol, implanté à MOSTAGANEM, qui est une Zone de moyenne sismicité zone II a . Ce bâtiment est dans un site S3 (Site Meuble) selon le **RPA99**, V2003 (Règlement Parasismique Algérien Version 2003).

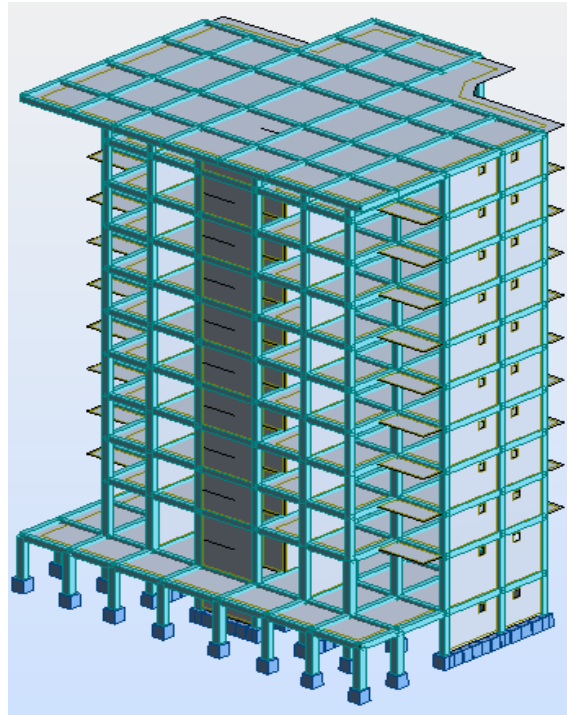


Figure I.1 : vue 3D de la structure.

I. 3. Caractéristiques géométriques :

Dimension en hauteur :

- Hauteur totale 31.44m
- Hauteur du sous-sol 2. 80 m
- Hauteur du RDC 3.90 m
- Hauteur d'étage courant 3.06 m

Dimension en plan :

- Longueur de bâtiment24.19
- Largeur de bâtiment21.94

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux :

Les matériaux de structure (béton, acier) jouent notablement un rôle important dans la résistance des constructions.

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

I.4.1 Béton :

C'est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciments, de granulats (gravier et sable) et d'eau.

Le dosage utilisé dans la construction et les proportions de matériaux dans 1 m^3 de béton est

- Ciment utilisé CPA ou CPJ45 (dosage 350 kg / m^3)
- Sable 400 litres / m^3 ($DS \leq 0.5\text{mm}$)
- Gravier 800 litres / m^3 ($D_g \leq 25\text{mm}$)
- Eau de gâchage $160\text{ à }180\text{ litres / m}^3$

Elle doit être propre et sans matières organiques.

I.4.1.1 La résistance Caractéristique du béton :

a. Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{c28} .

Exemples de résistances couramment atteintes d'après l'article A.2.1, 13 / BAEL91 :

20 MPa sont facilement atteintes sur les chantiers convenablement outillés.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

25 MPa sont atteintes sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

Pour notre étude on va opter pour **f_{C28} = 25 MP**.

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

I.4.1.2 Déformation longitudinales du béton :

Déformations instantanées « E_{ij} » :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$E_{ij} = 11000x$ Avec : E_{ij} et f_{cj} en MPa.

Déformations différées « E_{vj} » :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » Jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$E_{vj} = 3700$ Avec : E_{vj} et f_{cj} en [MPa]

I.4.1.3. Coefficient de poisson :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

I.4.1.4. Les contraintes limite :

État limite ultime (E.L.U) :

La contrainte limite ultime du béton compression :

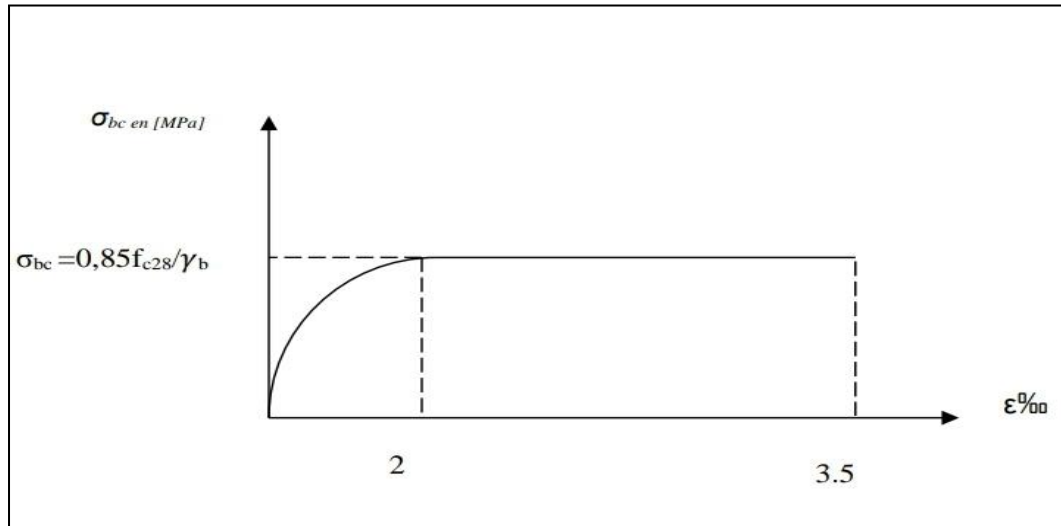


Figure. I.2. Diagramme contrainte (déformation de calcul du béton E.L.U)

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ situation durable et transitoire} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

État limite de service (E.L.S) :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$.

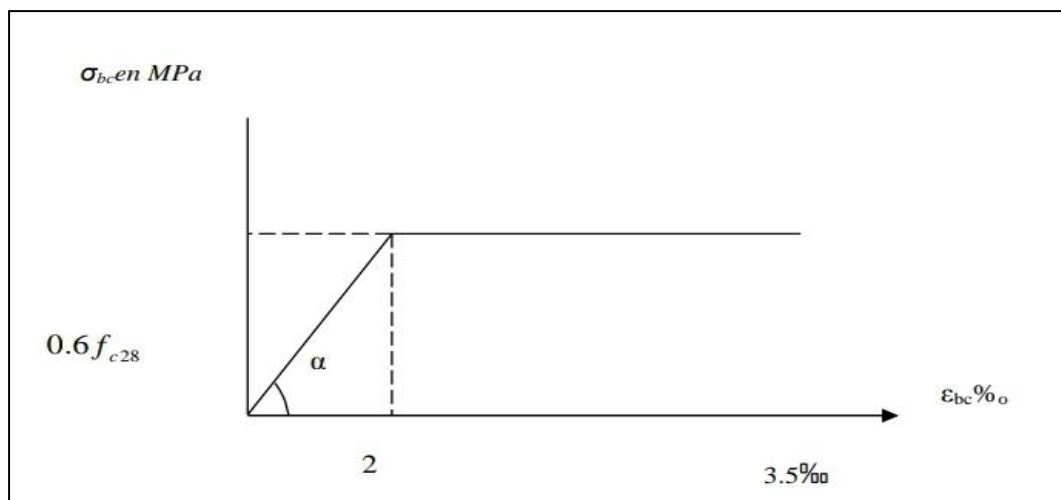


Figure. I. 3 .Diagramme contrainte (déformation de calcul du béton E.L.S)

Contrainte limite de cisaillement :

$\tau_u = 3.33$ [MPa] Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,8f_{28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right)$$

$\tau_u = 2.5$ [MPa] Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15f_{28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right)$$

I.4.2 Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité f_e	Diamètres nominaux	Utilisation
Ronds lisses (RS)	FeE215	215	6-8-10-12-	Armateurs transversales (cadre, épingles, étiers, des poutres et des poteaux)
	FeE235	235	14-16-20-25-32-40	
Haut adhérence (HA)	FeE400	400	6-8-10-12-14-16-20	Armateurs longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$\emptyset < 6$	Emplois courants

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

(ronds lisses)	$\emptyset < 6$			pour : radiers, voiles, planchers et dallage.
----------------	-----------------	--	--	---

I.4.2.1 Module de déformation longitudinal :

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier $E_s = 200000$ Mpa.

I.4.2.2 Contrainte limites :

Etat limite ultime (E.L.U) :

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

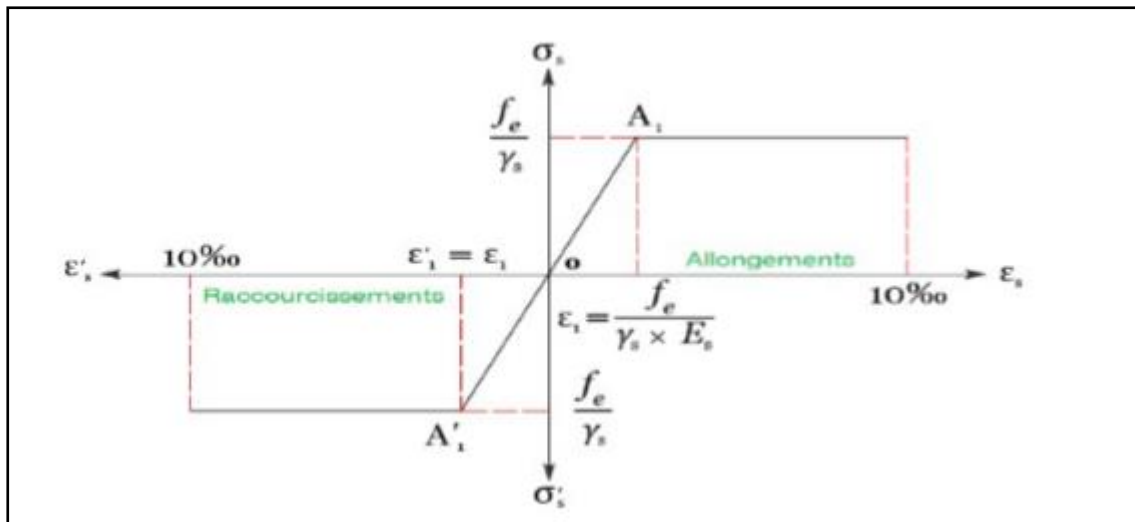


Figure. I.4 : diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

f_e : Limite d'élasticité garantie. 1.5 Situation courante
 γ_s : Coefficient de sécurité tel que : 1.00 situation accidentelle

$\sigma_s = 384$ MPa pour les HA.

État limite de service (E.L.S) :

La contrainte limite de l'acier à la traction :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

- Fissurations préjudiciables : $\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta} * f_{tj})$.
- Fissurations très préjudiciables : $\bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta} * f_{tj})$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a j jours.

η : coefficient de fissuration.

η : 1 pour les aciers (RL).

η : 1,6 pour les aciers (HA).

I.5. Les actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples,) dus aux charges appliquées à la structure (permanentes, climatiques, d'exploitations, sismiques, etc....).

• I.5.1. Type d'actions :

Les deux types d'actions appliquées à la structure sont les suivantes :

- Actions Permanente : « G »
- Actions variables : « Q »

I.6. Caractéristiques géométriques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol ferme et par conséquent on a adopté

- La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bars}$
- Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35$

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments structure

I. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus au chargement vertical ramené par les planchers.

II.1.1. Poutres principales :

La hauteur de la poutre :

D'après le B.A.E.L 91 la hauteur la poutre doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$L/15 < h < L/10$$

Avec : L : la portée maximale de la poutre

h : la hauteur de la poutre

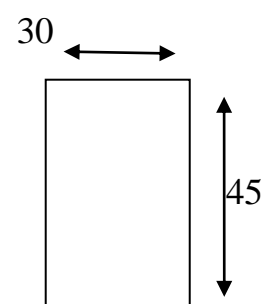
$$L=480 \text{ cm} \quad \text{donc : } 480/15 < h < 480/10$$

$$\text{Soit : } 32 < h < 48 \quad \text{on prend } h=45 \text{ cm.}$$

La largeur de la poutre :

$$0,4 \cdot h < b < 0,8 \cdot h \quad \text{soit : } 0,4 \cdot 45 < b < 0,8 \cdot 45 \Rightarrow (18 < b < 36) \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$



Vérification de la condition du RPA99

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ \end{array} \right\} \Rightarrow b = \left\{ \begin{array}{l} 35 > 20 \text{ cm} \\ \end{array} \right. \quad 24$$

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

$h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 45 > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée

$h/b \leq 4$ $h/b = 1,28 < 4$

II.1.2. Poutres secondaires :

La hauteur de la poutre :

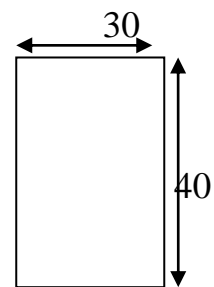
On a: $L=435 \text{ cm}$. $435/15 < h < 43 \overset{L/15}{\rightleftharpoons}$ $(29 < h < 43,5) \text{ cm}$

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

La largeur de la poutre :

$0,4*40 < b < 0,8*40 \rightleftharpoons$ $(16 < b < 32) \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$



Vérification selon RPA99 version 2003 :

$b \geq 20 \text{ cm}$ $b = 30 > 20 \text{ cm}$
 $h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 40 > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée
 $h/b \leq 4$ $h/b = 1,33 < 4$

II. 2. Pré dimensionnements des éléments structuraux :

II.2.1. Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.1.1.1. Planchers à dalle pleines :

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments.

Condition de résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité étude rigidité, la hauteur de la dalle **hd** est donner par :

- Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :

$$\rho = Lx / Ly < 0.4$$

La charge doit être uniformément répartie.

$$hd = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) Lx$$

- Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 < \rho < 1 \\ \text{La charge est uniformément répartie ou bien dalle soumise à une charge concentrée.} \end{array} \right.$$

$$hd = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) * Lx$$

Avec : $Lx < Ly$

A ce projet nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} Lx = 435 \text{cm} \\ Ly = 480 \text{cm} \end{array} \right.$$

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$\rho = 435 / 480 = 0.9 \Rightarrow 0.4 < \rho < 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens :

$$8,7 < h_d < 10,87 \Rightarrow h_{d1} = 12 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

Condition de résistance au feu

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

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

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

- On prend : $h_{d2}=11\text{cm}$

Condition d'isolation phonique

• Contre les bruits aériens: $2500 \cdot h_d \geq 350 \text{kg/m}^2$ $h_{d3} = 14\text{cm}$.

• Contre les bruits impacts: $2500 \cdot h_d \geq 400 \text{Kg/m}^2$ $h_{d3}=16\text{cm}$

Conclusion

$$h_d = \max (h_{d1} ; h_{d2} ; h_{d3}) \text{ (cm)}$$

- On adoptera une épaisseur de dalle : $h_d = 16\text{cm}$

II.1.1.2) Planchers à corps creux :

La structure étudiée comporte des planchers hourdis (corps creux). Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage d'hourdis avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

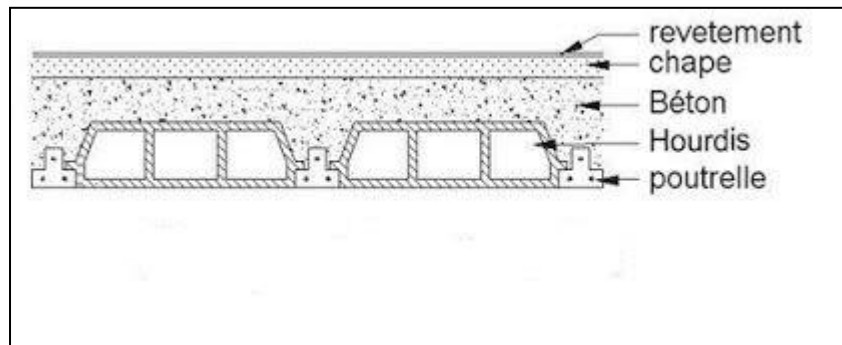


Figure. II.1. Plancher à corps creux.

Épaisseur des planchers :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$L_{\max} / 25 < ht < L_{\max} / 20$$

Avec :

- ht : Hauteur totale du plancher (Épaisseur).
- L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

On a : $L_{\max} = 435$

$$\text{Soit : } L_{\max} / 25 < ht < L_{\max} / 20$$

$$435 / 25 < ht < 435 / 20$$

$$\text{Soit : } (17.4 < ht < 21.75) \text{ cm}$$

On prend $ht = 20$ cm pour un plancher de $(16+4)$ cm :

- 16 cm : L'épaisseur du corps creux.
- 4 cm : L'épaisseur de la dalle de compression.

Les poutrelles :

Les poutrelles seront disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche. La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section (T) ayant les dimensions suivantes :

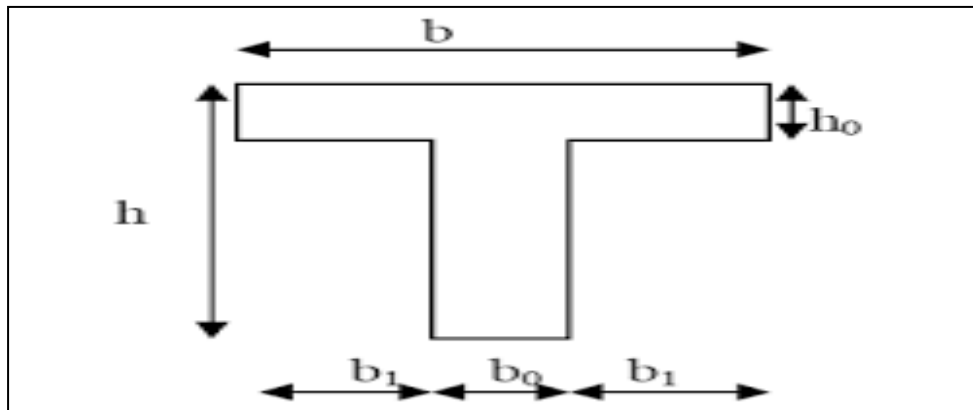


Figure .II.2 :dimensions de section en T.

b : la largeur de la nervure.

ht : la hauteur de la poutrelle.

b0 : La largeur de la nervure.

h0 : La hauteur de la nervure.

b1 : la largeur d'une aile de la section en T.

Calcul de la largeur de la nervure :

$$0.4h < b_0 < 0.8h \quad \text{avec } h=20\text{cm}$$

$$8\text{cm} < b_0 < 16\text{cm}$$

Pour des sections de construction, on prend **b0** = 12 cm

Calcul de la largeur des ailes de la section en T :

$$b_1 < (L_n - b_0) / 2$$

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$b_1 < L_{\max} / 10$$

$$6h_0 < b_1 < 8h_0$$

Avec :

- L_n : La distance entre axes des nervure ($L_n = 60$ cm).
- L_n : La plus grande portée de la poutrelle entre nus d'appuis ($L_{\max} = 450$ cm).

D'où :

$$b_1 < ((60-12)/2) = 24 \text{ cm}$$

$$b_1 < (435 / 10) = 43.5 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$(24 \text{ cm} \div 32 \text{ cm})$$

Donc La largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

On adoptera donc un plancher de (16+4) cm avec les dimensions suivantes :

$$b_0 = 60 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

II.2. Descente de charges :

La descente de charges à pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Les différentes charges et surcharges

Sont en général:

Les charges permanentes (G).

Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

II.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

Les constituants de ce type de plancher sont représentés comme suit :

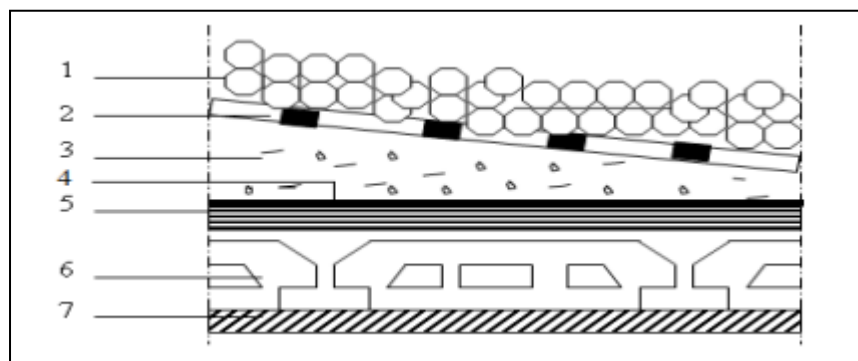


Figure.II. 3.plancher terrasse inaccessible.

➤ Charges permanentes

Matériaux	P(KN /m ³)	Ep(m)	G(KN /m ²)
1-Protection gravillon	20	0,04	0,80
2- Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3-Forme de pente	22	0,135	2,97

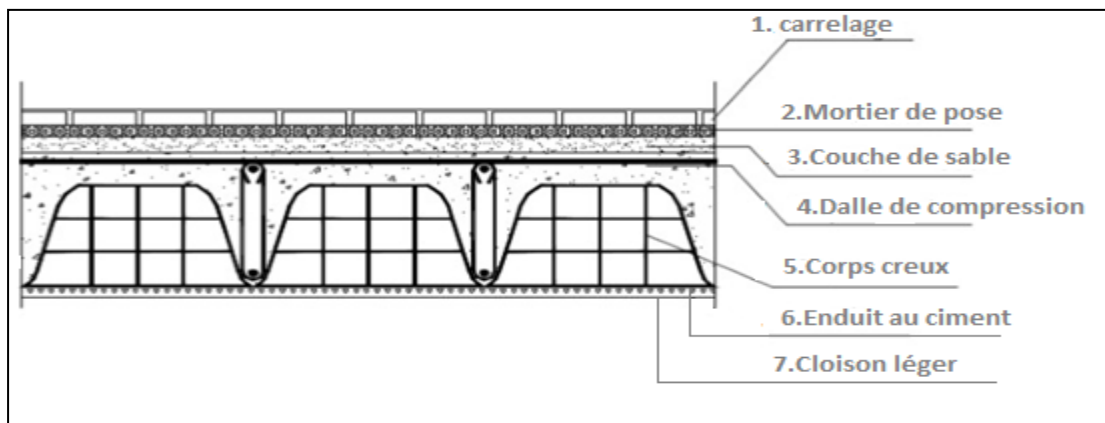
CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

4-Isolation thermique	4	0,04	0,16
5- plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
6-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
Totale:			7,12KN/m²

➤ Charges permanentes : $G=7,12\text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation: Terrasse inaccessible $Q=1,00\text{KN/m}^2$

II.2.2. Plancher étage courant :



➤ Charges permanentes :

Matériaux	P(KN/m ³)	Ep(m)	G(KN/m ²)
1- Carrelage+sable +Mortier de pose	/	0,05	1,04
2- Planche à corps creux(16+4)	/	0,20	2,80

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

3-Enduitauciment	18	0,015	0,27
4-cloisonslégères	10	0,1	1,00
			Totale:5.11KN/m²

- ❖ Chargespermanentes :**G=5,11KN/m²**
- ❖ Surcharged'exploitation:Locauxàusaged'habitation **Q=1,50KN/m²**

⋮

II.2.3. Plancher dalle pleine de sous-sol :

Tableau. II.1: Évaluation des charges permanentes de la dalle pleine de sous-sol

➤ Chargespermanentes:

Matériaux	P(KN/m ³)	Ep(m)	G(KN/m ²)
1- Carrelage+sable +Mortierdepose	/	0,05	1,04
2- Dallepleineenb étonarmé	25	0,16	4,00
3-Enduitauciment	18	0,015	0,27
4-cloisonslégères	10	0,1	1,00
			Totale:6,31KN/m²

- ❖ Chargespermanentes :**G=6,31KN/m²**

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

- ❖ Surcharge d'exploitation: Locaux à usage d'habitation **$Q=2,50\text{KN/m}^2$**

- **Charge d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible $Q = 100 \text{ daN / m}^2$

Plancher haut étage courant $Q = 150 \text{ daN / m}^2$

Plancher haut RDC $Q = 150 \text{ daN / m}^2$

Plancher haut Sous-sol $Q = 250 \text{ daN / m}^2$

Balcon en dalle plain $Q = 350 \text{ daN / m}^2$

- **Action de calcul :**

On prend l'exemple du plancher étages courant.

1. Plancher étage courant :

Tableau. II.6) : tableau récapitulatif de descente des charges

Plancher	G (daN /m²)	Q (daN /m²)	ELS G+Q (daN/m²)	ELU 1.35G+1.5Q (daN /m²)
Terrasse inaccessible	712	100	812	1111,2
Etage courant	511	150	661	914,85
RDC	511	150	661	914,85
Sous-sol	631	250	881	1226,85

II.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de répondre l'effort dus aux charges du plancher ramenées par la poutre, et en suit ils transmettent aux fondations. Sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Le pré dimensionnement des poteaux doivent respecter et vérifier la condition imposée par le RPA 99 ainsi que la condition de flambement.

II.3.1. Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :

Il applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérés comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié

Coefficient de dégression des charges :

$$\Sigma 1 = S_0 + S_1$$

$$\Sigma 2 = S_0 + 0.95 (S_1 + S_2)$$

$$\Sigma 3 = S_0 + 0.90 (S_1 + S_2 + S_3)$$

Le coefficient $((3+n) / (2+n))$ étant valable pour $n > 5$.

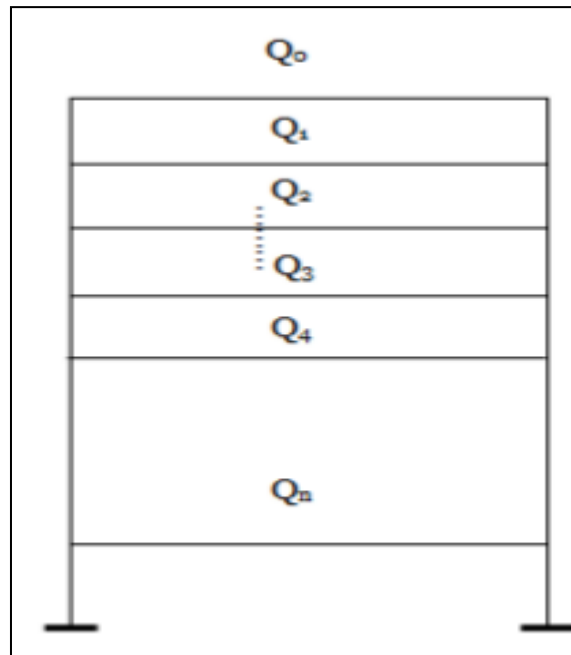


Figure. II.5. Schéma de dégression.

II.4.2. Application de la loi de dégression :

$$9\text{eme étage} : Q_0 = 100 \text{ daN /m}^2$$

$$8\text{eme étage} : Q_0 + Q_1 = 100 + 150 = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$7\text{ème étage} : Q_0 + 0,95 * (Q_1 + Q_2) = 100 + 0,95 * (2 * 150) = 385 \text{ daN/m}^2$$

$$6\text{ème étage} : Q_0 + 0,9 * (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 100 + 0,9 * (3 * 150) = 505 \text{ daN/m}^2$$

$$5\text{ème étage} : Q_0 + 0,85 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 100 + 0,85 * (4 * 150) = 610 \text{ daN /m}^2$$

$$4\text{ème étage} : Q_0 + 0,8 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 100 + 0,8 * (5 * 150) = 700 \text{ daN/m}^2$$

$$3\text{ème étage} : Q_0 + 0,75 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 100 + 0,75 * (6 * 150) = 775 \text{ daN/m}^2$$

$$2\text{ème étage} : Q_0 + 0,71 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 100 + 0,71 * (7 * 150) = 845,5 \text{ daN /m}^2$$

$$1\text{ème} : Q_0 + 0,68 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 100 + 0,68 * (8 * 150) = 916 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0,66 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) =$$

$$100 + 0,66 * (9 * 150) = 991 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Sou sol} = Q_0 + 0,65 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) =$$

$$100 + 0,65 * [(9 * 150) + 250] = 1140 \text{ daN/m}^2$$

Tableau. II.7 : Tableau récapitulatif des charges.

Niveaux	Charge permanent (daN/m ²)		Surcharge d'exploitation (daN/m ²)	
	Valeurs non cumulées	Valeurs cumulées	Valeurs non cumulées	Valeurs cumulées avec les coefficients
Terrasse	712	712	100	100
8ème	511	1223	150	250
7ème	511	1734	150	385
6ème	511	2245	150	505
5ème	511	2756	150	610
4ème	511	3267	150	700
3ème	511	3778	150	775
2ème	511	4289	150	845,5
1ème	511	4800	150	916
RDC	511	5311	150	991
Sous-sol	631	5942	250	1140

II.4.3. Critère de résistance :

D'après l'article b.8.4.1 de **CBA93** : l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

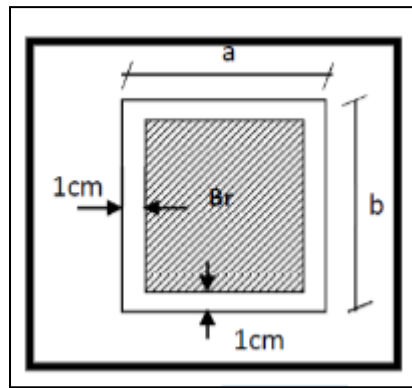


Figure. II.6. La section réduite de poteaux.

$$Nu = \alpha \left(Br \cdot \frac{fc28}{0.9 \cdot \gamma b} + A \frac{fe}{\gamma s} \right)$$

Avec :

Nu : Effort ultime.

Br : Section réduite d'un poteau donnée par $B_r = (b-2cm)(h-2cm)$.

As : section d'acier minimale.

F c28: contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend $fc28=25$ MPa)

fe: contrainte limite élastique des aciers (en prend $fe=400$ MPa).

γb : Coefficient de sécurité du béton tel que

- 1,5 situation durable ou transitoire
- 1,15 situation accidentelle

γs : Coefficient de sécurité de l'acier tel que ou transitoire

- 1.15 situation durable
- 1 situation accidentelle

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

λ : L'élanement du poteau considéré.

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2) \quad \alpha = 0,6 (50 / (\lambda))^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On prend un pourcentage d'armature: $A/Br = 0,8\%$

On prend : $\lambda = 35$ $\alpha = 0,708$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance du poteau on a :

$$Br \geq \beta N_u / \left[\left(\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 * \left(\frac{A}{Br} \right) * \sigma_s \right) * 10 \right]$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$Br \geq 1,2 N_u / \left[\left(\frac{\sigma_{14,2b}}{0,9} + 0,85 * \left(\frac{0,8}{100} \right) * 348 \right) * 10 \right]$$

Donc : $Br \geq 0,0066 * N_u$

Évaluation de N_u [BAEL91/B.8.1.1] :

$N = \Sigma$ des charges verticales agissant sur le poteau.

$$N_u = 1,15 P_u$$

$$O_u : P_u = N_{\text{plancher}} + N_{\text{poutre}}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 G + 1,5 Q) \times S_{\text{aff}}$$

N_{plancher} : L'effort normale du au poids du plancher

G : la charge permanente cumulée

Q : la charge d'exploitation déterminée par la loi de dégression

S_{aff} : la surface afférente du plancher

$$N_{\text{putre}} = 1,35 \times P_t * n$$

N_{Poutre} : L'effort normale du au poids des poutres principales et secondaires

P_t : Poids total de la poutre

n : Nombre d'étage considéré

L_{Affpp} : Longueur afférente de la poutre principale

L_{Affps} : Longueur afférente de la poutre secondaire

II.4.5. Exemple de calcul :

Dimensionnement des poteaux de (RDC) :

Surfaces afférentes :

- Poteau central :

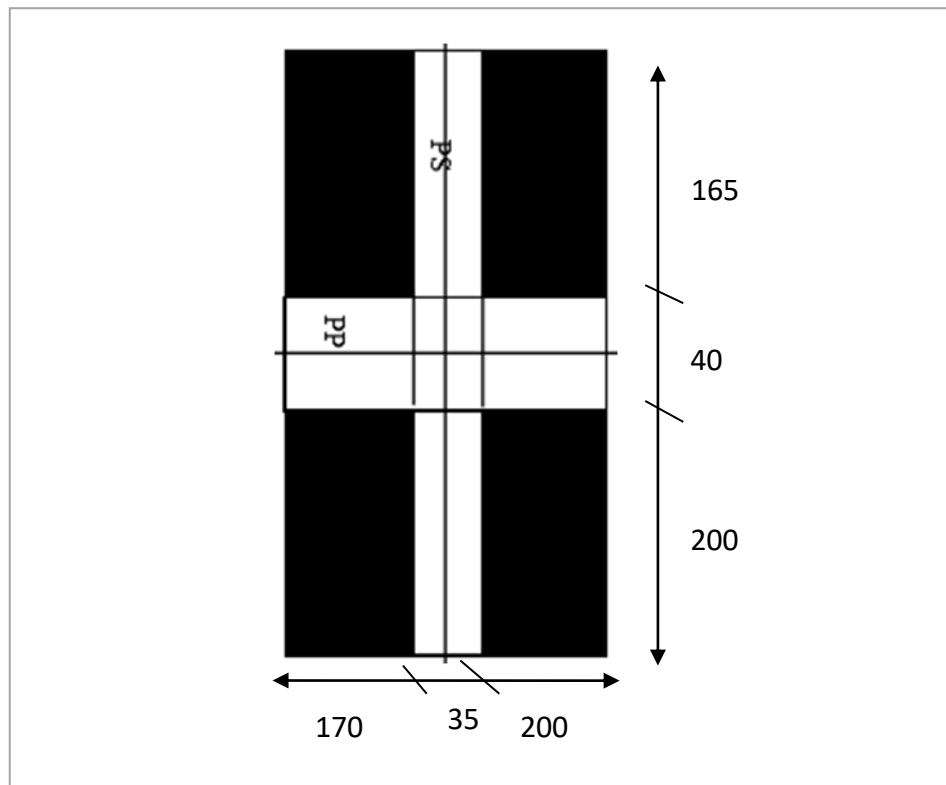


Figure. II.7. Surface Aff. (poteau central).

Surfaces afférentes :

- Poteau central :

$$S_{\text{aff}} = (200+165) * (200+170)$$

$$S_{\text{aff}} = 13,51 \text{ m}^2$$

Détermination de l'effort normal ultime N_u :

$$\text{On a : } N_u = 1,15 * P_U$$

$$\text{Avec : } P_U = N_{\text{plancher}} + N_{\text{poutre}}$$

Détermination de l'effort normal du au poids du plancher (N_{plancher})

On a :

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 * G_{\text{cumulé}} + 1,5 * Q_{\text{Cumulé}}) * S_{\text{aff}}$$

$$G_{\text{cumulé}} = 5942 \text{ daN /m}^2.$$

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$Q_{\text{Cumulé}} = 1140 \text{ daN / m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 * 5942) + (1,5 * 1140)] * 13,51$$

$$N_{\text{plancher}} = 131475,267 \text{ daN / m}^2.$$

Détermination de l'effort normal du au poids du au poids des poutres principales et secondaire(N_{poutre}).

On a :

$$N_{\text{poutre}} = 1,35 * P_t * n \quad \text{avec : } P_t = (P_{(pp)} * L_{\text{aff}(pp)}) + (P_{(ps)} * L_{\text{aff}(ps)})$$

Poids propre des poutres principales et secondaire :

$$P_{pp} = b * h * \epsilon b = 2500 * 0,35 * 0,45 = 393,75 \text{ daN}$$

$$P_{ps} = b * h * \epsilon b = 2500 * 0,30 * 0,40 = 300 \text{ daN}$$

$$\text{La longueur affièrent de la poutre principale : } L_{\text{aff}} = \frac{4,40 + 3,30}{2} = 3,85 \text{ m}$$

$$\text{La longueur affièrent de la poutre secondaire : } L_{\text{aff}} = \frac{4 + 3,40}{2} = 3,70 \text{ m}$$

Poids totale des poutres principales et secondaires :

$$P_t = (P_{(pp)} * L_{\text{aff}(pp)}) + (P_{(ps)} * L_{\text{aff}(ps)}) = (393,75 * 3,85) + (300 * 3,70)$$

$$P_t = 2625,94 \text{ daN}$$

$$N_{\text{poutre}} = 1,35 * P_t * n \quad \text{avec } n = 11$$

$$N_{\text{poutre}} = 1,35 * 2625,94 * 11$$

$$N_{\text{poutre}} = 38995,17 \text{ daN}$$

$$N_u = 1,15 * P_u = 1,15 * (N_{\text{plancher}} + N_{\text{poutre}}) = 1,15 * (131475,267 + 38995,17)$$

$$N_u = 196041,003 \text{ daN}$$

$$Br \geq 0,0066 N_u \quad Br \geq 0,0066 * 196041,003 = 1293,87$$

$$Br = (a - 2) (b - 2) \geq 1293,87 \quad \text{alors } a = b = 35,98 \text{ cm}$$

La section de poteau au niveau sous-sol est (50*50) cm².

De la même manière, les calculs permettent d'adopter les valeurs suivantes :

b- poteau de rive

On prend $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

c- poteau d'angle : On prend : h=50 cm et b=50 cm

ETAGE	surface (cm ²)	poutre	plancher		Npoutre (dan)	Nplanc (dan)	pu (dan)	NU (dan)	Br [cm ²]	a	choix
	suff afférente	pt (dan)	G (dan)	P (dan)							
Haut 9 eme étage	20,88	2625,94	712,00	100,00	3545,019	23201,856	26746,875	30758,90625	206,0846719	16,35564948	35x35
Haut 8 eme étage	20,88	2625,94	1223,00	250,00	7090,038	42303,92	49393,962	56803,0563	380,5804772	21,50847193	35x35
Haut 7 eme étage	20,88	2625,94	1734,00	385,00	10635,057	60936,19	71571,249	82306,93635	551,4564735	25,48311039	35x35
haut 6 eme étage	20,88	2625,94	2245,00	505,00	14180,076	79098,66	93278,736	107270,5464	718,7126609	28,80881685	40x40
haut 5 eme étage	20,88	2625,94	2756,00	610,00	17725,095	96791,33	114516,423	131693,8865	882,3490392	31,70436061	40x40
haut 4 eme étage	20,88	2625,94	3267,00	700,00	21270,114	114014,20	135284,31	155576,9565	1042,365609	34,28568736	40x40
haut 3 eme étage	20,88	2625,94	3778,00	750,00	24815,133	129984,26	154799,397	178019,3066	1192,729354	36,53591397	45x45
haut 2 eme étage	20,88	2625,94	4289,00	845,50	28360,152	147379,39	175739,544	202100,4756	1354,073187	38,79773344	45x45
haut 1 eme étage	20,88	2625,94	4800,00	916,00	31905,171	163991,52	195896,691	225281,1947	1509,384004	40,85079155	45x45
haut rd c	20,88	2625,94	5311,00	991,00	35450,19	180744,59	216194,778	248623,9947	1665,780764	42,81397756	50x50
sous sol	20,88	2625,94	5942,00	1140,00	38995,209	203197,90	242193,105	278522,0708	1866,097874	45,19835499	50x50

Critère de flambement :

Il faut vérifier que : $\lambda = l_f / i \leq 35$

Avec :

λ : Élancement ;

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

Lf : longueur de flambement ;

$$Lb = 0,7 l_0$$

L0 : longueur libre du poteau ;

i: rayon de giration de la section de plan de flambement

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

B: Aire de la section du béton seul

I: moment d'inertie.

$$I=b*h^3/12\text{-On aura donc : } \lambda = \sqrt{12}L_f/a$$

Tableau. II.9. Vérification vis-à-vis du flambement des poteaux centraux.

niveau	B*h	B=b*h	L0	Lf=0,7*L0	I=b*h ³ /12	i=√ I/B	λ=Lf/i	λ≤35
9	35*35	1225	3,06	214,2	125052,08	10,10	21,20	C. V
8	35*35	1225	3,06	214,2	125052,08	10,10	21,20	C. V
7	35*35	1225	3,06	214,2	125052,08	10,10	21,20	C. V
6	40*40	1600	3,06	214,2	213333,3	11,54	18,56	C. V
5	40*40	1600	3,06	214,2	213333,3	11,54	18,56	C. V
4	40*40	1600	3,06	214,2	213333,3	11,54	18,56	C. V
3	45*45	2025	3,06	214,2	341718,75	12,99	16,48	C. V
2	45*45	2025	3,06	214,2	341718,75	12,99	16,48	C. V
1	45*45	2025	3,06	214,2	341718,75	12,99	16,48	C. V
RDC	50*50	2500	3,9	273	520833,33	14,43	18,91	C. V
Sous-sol	50*50	2500	2,80	196	520833,33	14,43	13,58	C. V

- Vérification suivant R.P.A.99 :

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$\text{Min}(h_1, b_1) = (35, 35) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(h_1, b_1) \geq h_e / 20$$

$$\text{Min}(35,35) \geq 323/20 = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

$$1/4 \leq 35/35=1 \leq 4$$

Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)

Niveaux	Poteaux	Condition(1)	he 20 [cm]	Condition(2)	$\frac{a}{b}$	Condition(3)
		$\min(a,b) \geq 25\text{cm}$		$\min(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$		$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
9 ^{ème} étage → 7 ^{ème} étage	35X35	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
6 ^{ème} étage →4 ^{ème} étage	40X40	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
3 ^{ème} étage →1 ^{ère} étage	45X45	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
RDC → Sous sol	50X50	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du RPA99 version 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux (plus 20 % pour notre système de contreventement), qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

II.6.1. Voiles de contreventement :

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition de RPA99

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

he : correspond à la hauteur libre d'étage.

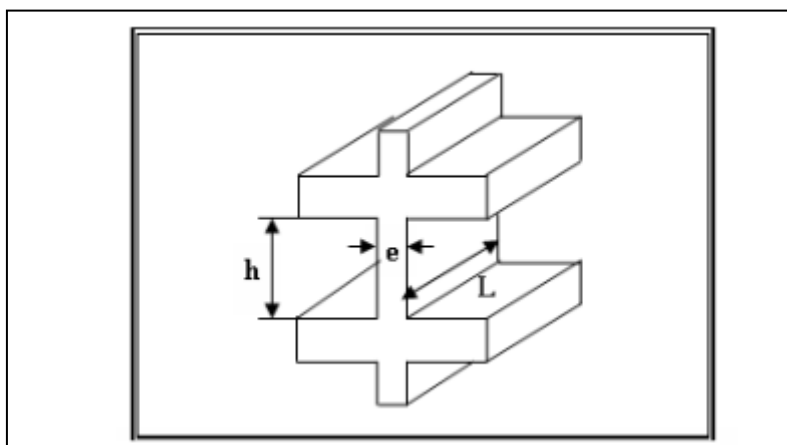


Figure. II.8. Coupe en élévation d'un voile.

$h - e$ = hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

$$h_e (\text{RDC}) = 390 - 20 = 370 \text{ cm}$$

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions du [RPA2003 / A.7.7.1]

- Première condition :

$$e \leq \frac{L}{4}$$

- Deuxième condition :

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

- Troisième condition :

Condition de rigidité aux extrémités :

Dans notre structure on trouve :

$$e > \frac{h_e}{20} = \frac{370}{20} = 18,5 \text{ cm}$$

On prend : $e=20 \text{ cm}$

La largeur minimale des voiles $L_{\min}=4 \times 20 =80 \text{ cm}$

11.5.2. Voiles périphériques de sous-sol :

Selon le RPA99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de l'ordre de 15cm plus ; la condition de l'épaisseur en fonction de la hauteur libre :

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

$$e > h_e/25$$

$$H_e= 280 \text{ cm (hauteur libre de sous-sol); } e > 280/ 25 =11,2 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur =15 cm

Voile d'ascenseur ;

Selon le RPA 99(version 2003) article 7.7.1

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

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$e \geq \frac{he}{25} \rightarrow \frac{370}{25} = 14,8$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur =20 cm

Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères. Le Chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers e notre ouvrage.

Chapitre III :

Étude des planche

III.1. Introduction :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (Plancher infiniment rigide).

III.2. Plancher corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle (solive) comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (Figure III.1).

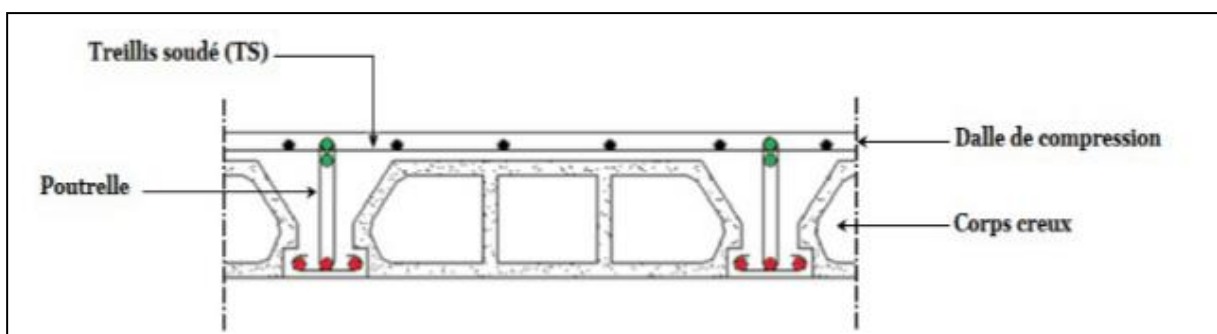


Figure III.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.3. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se fera suivant des conditions données par l'article B.6.8.4 23 du BAEL91

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, il est armé d'un quadrillage de barre dont les dimensions des barres ne doivent pas dépasser

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

La section des armatures doit être telle que

Pour l'écartement des axes des nervures $L_n \leq 150$ cm.

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq 200/f_e$$

$$\Rightarrow A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2$$

Pour l'écartement des axes de nervures $L_n : 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot L_n / f_e$$

$$\Rightarrow A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité du treillis soudé.

Pour un treillis soudé de diamètre inférieur ou égale à 6 mm : On a $f_e = 520$ Mpa.

- Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \cdot L_n / f_e \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot 60 / 520$$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 5\Phi 6 \Rightarrow A_{\perp} \geq 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armatures parallèles aux nervures :

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$A_l \geq A^L / 2 \Rightarrow A_l \geq 1.41 / 2$$

$$A_l \geq 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : $5\Phi 6 \Rightarrow A_l \geq 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

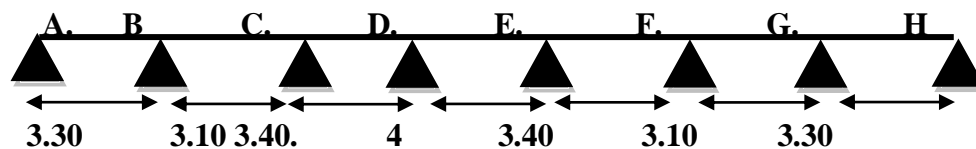
On adopte un treillis soudé de maille (20*20) cm².

III.4. Étude de poutrelles :

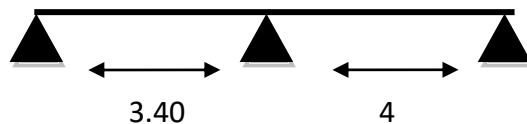
III.4.1. Les types de poutrelles :

On distingue 2 types de poutrelles :

- **Poutrelle (1) à 7 travées :** Ces types de poutrelles se trouvent dans tout l'étage.



- **Poutrelle (2) à 2 travées :** Ces types de poutrelles se trouvent dans tout l'étage.



III.4.2. Méthode de calcul des poutrelles :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires: [B A E L91/B.6.2, 20]

-La méthode forfaitaire.

-La Méthode de Caquot pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevée.

La méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique pour les conditions suivantes :

CHAPITRE III : Etude des planchers

La charge d'exploitation $Q_{max} < (2G; 5KN/m^2)$.

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.4.3) : Détermination des sollicitations :

→ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1 - La surcharge Q min (2G : 500)daN / m²

$Q = 100$ daN / m² pour plancher terrasse.

$Q = 100$ daN / m² s min (2x712; 500) daN / m² = 500daN / m² → Condition vérifiée

$Q = 150$ daN / m² pour étage courants.

$Q=150$ daN/m² ≤ min (2*511 ; 500) daN / m² = 500daN / m² → Condition vérifiée

2 - Les moments d'inertie des sections transversaux sont les mêmes dans les différentes.

Travées est constant dans les différentes travées → Condition vérifiée ;

3 - Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 < \frac{L1}{L2} = \frac{3.30}{3.10} = 1.06 < 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,8 < \frac{L1}{L2} = \frac{3.40}{4} = 0.85 < 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Pour lesdeux types de poutrelles les quartes conditions sont vérifiées, donc on applique la méthode forfaitaire.

Le principe de la méthode :

Soit M , la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges:

$$M_0 = ql^2 / 8$$

Soit : $\alpha = P / G + P$

- α : coefficient
- P : La surcharge d'exploitation non pondérée
- G : La charge permanente non pondérée.

CHAPITRE III : Etude des planchers

• Moment en travée :

$$M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq [\max ((1+0,3\alpha) ; 1,05)] M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \dots\dots\dots \text{Dans le cas d'une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \dots\dots\dots \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

Mg: Le moment en appuis de gauche

Md: Le moment en appuis de droite.

Moment en appuis :

$M_{ai} = - 0,60M_0$ Cas d'une poutre à deux travées

$M_{ai} = - 0,50M$, Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$M_{ai} = - 0,40M$, Pour les autres appuis intermédiaires.

$M_{ai} = - 0,20M$, Pour un appui de rive

III.4.4. Application la méthode forfaitaire :

Étage terrasse :

Vérification des conditions :

$$G = 7,12 \quad ; \quad Q = 1,00$$

E.L.U :

$$P_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,6$$

$$P_u = (1,35 \cdot 6,79 + 1,5 \cdot 1) \cdot 0,6$$

$$P_u = 6,6672 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travée AB=GH : } (p_u \cdot l^2) / 8 \iff (6,6672 \cdot (3,30)^2) / 8 = 9,07 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travée BC=FG : } (6,6672 \cdot (3,10)^2) / 8 = 8 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travée CD=EF : } (6,6672 \cdot (3,40)^2) / 8 = 9,63 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travée DE : } (6,6672 \cdot 4^2) / 8 = 13,33 \text{ kN / m}$$

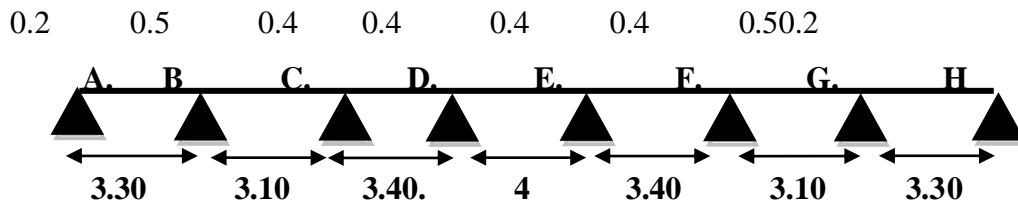
Moment en appuis :

CHAPITRE III : Etude des planchers

ELU :

$$\alpha = \frac{q}{q+g}$$

$$\alpha = \frac{1}{1+7.12} = 0,123$$



$$M_A = M_H = 0.2 \times M_{AB} = 0,2 * 9,07 = 1,814$$

$$M_B = M_G = 0,5 * \max [M_{AB} ; M_{BC}]$$

$$M_B = 0,5 * \max [9,07; 8]$$

$$M_B = 0,5 * 9,07 = 4,535$$

$$M_C = M_F = 0,4 \max [M_{BC}; M_{CD}]$$

$$M_C = 0,4 \max [8 ; 9,63]$$

$$M_C = 0,4 * 9,63 = 3,852$$

$$M_D = 0,5 * \max \{M_2 ; M_3\}$$

$$M_D = M_E = 0,4 * \max \{9,63 ; 13,33\}$$

$$M_D = 0,4 * 15,33 = 5,332$$

E.L.S:

$$P_u = (G + Q) * 0,6$$

$$P_u = (7,12 + 1) * 0,6$$

$$P_u = 4,872 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travée AB=GH : } (p_u * l^2) / 8 \Rightarrow (4,872 * (3,30)^2) / 8 = 6,63 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travée BC=FG : } (4,872 * (3,10)^2) / 8 = 5,85 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travée CD=EF : } (4,872 * (3,40)^2) / 8 = 7,04 \text{ kN / m}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

Travée DE : $(4,872 \cdot 4^2) / 8 = 9,74 \text{ kN/m}$

Moment en appuis :

$$\alpha = \frac{q}{q+g}$$

$$\alpha = \frac{1}{1+6,79} = 0,123$$

$$M_A = M_H = 0,2 \cdot 6,63 = 1,326$$

$$M_B = M_G = 0,5 \cdot \max [M_{AB} ; M_{BC}]$$

$$M_B = 0,5 \cdot \max [6,63 ; 5,85]$$

$$M_B = 0,5 \cdot 6,63 = 3,315$$

$$M_C = M_F = 0,4 \cdot \max [M_{BC} ; M_{CD}]$$

$$M_C = 0,4 \cdot \max [5,85 ; 7,04]$$

$$M_C = 0,4 \cdot 7,04 = 2,816$$

$$M_D = M_E = 0,4 \cdot \max \{M_{CD} ; M_{DE}\}$$

$$M_D = 0,4 \cdot \max \{7,04 ; 9,74\}$$

$$M_D = 0,4 \cdot 9,74 = 3,89$$

Moment en travée :

ELU :

Travée AB = GH:

$$M_{t1} + \frac{M_A + |M_B|}{2} > \max [1,05 M_{AB} ; (1 + 0,3\alpha) M_{AB}]$$

$$M_{t1} + \frac{1,814 + |4,535|}{2} > \max [1,05 \cdot 9,07 ; (1 + 0,3\alpha) 9,07]$$

$$M_{t1} + 3,174 > \max [9,523 ; 9,404]$$

$$M_{t1} > 9,523 - 3,174$$

$$M_{t1} > 6,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{t2} > \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,123}{2} \cdot M_{AB}$$

$$M_{t2} > 5,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{AB} = \max [M_{t1} ; M_{t2}]$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$M_{AB} = 6,35 \text{KN.m}$$

Travée BC=FG :

$$M_{t1} + \frac{M_B + |M_C|}{2} > \max [1,05M_{BC}; (1+0,3\alpha) M_{BC}]$$

$$M_{t2} > \frac{1+0,3\alpha}{2} * M_{BC}$$

$$M_{BC} = \max [M_{t1}; M_{t2}]$$

$$M_{BC} = 4,21 \text{KN.m}$$

Travée CD=EF:

$$M_{t1} + \frac{|M_C| + |M_D|}{2} > \max [1,05M_{CD}; (1+0,3\alpha) M_{CD}]$$

$$M_{t2} > \frac{1+0,3\alpha}{2} * M_{CD}$$

$$M_{CD} = \max [M_{t1}; M_{t2}]$$

$$M_{CD} = 5,52 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$M_{t1} + \frac{|M_D| + |M_E|}{2} > \max [1,05M_{DE}; (1+0,3\alpha) M_{DE}]$$

$$M_{t2} > \frac{1,2+0,3\alpha}{2} * M_{DE}$$

$$M_{DE} = \max [M_{t1}; M_{t2}]$$

$$M_{DE} = 8,67 \text{KN.m}$$

Moment en travée :

ELS :

Travée AB =GH :

$$M_{t1} + \frac{M_A + |M_B|}{2} > \max [1,05M_{AB}; (1+0,3\alpha) M_{AB}]$$

$$M_{t1} + \frac{1,32 + |3,31|}{2} > \max [1,05 * 6,63; (1+0,3\alpha) 6,63]$$

$$M_{t1} + 2,31 > \max [6,961; 6,874]$$

$$M_{t1} > 6,961 - 2,31$$

$$M_{t1} > 4,64 \text{kN.m}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$M_{t2} > \frac{1,2+0,3*0,123}{2} * M_{AB}$$

$$M_{t2} > 4,10$$

$$M_{AB} = \max [M_{t1} ; M_{t2}]$$

$$M_{AB} = 4,64 \text{KN.m}$$

Travée BC=FG :

$$M_{t1} + \frac{MB+|Mc|}{2} > \max [1,05M_{BC} ; (1+0,3\alpha) M_{BC}]$$

$$M_{t2} > \frac{1+0,3*\alpha}{2} * M_{BC}$$

$$M_{BC} = \max [M_{t1} ; M_{t2}]$$

$$M_{BC} = 3,08 \text{ K N.m}$$

Travée CD=EF :

$$M_{t1} + \frac{|Mc|+|MD|}{2} > \max [1,05M_{CD} ; (1+0,3\alpha) M_{CD}]$$

$$M_{t2} > \frac{1+0,3*\alpha}{2} * M_{CD}$$

$$M_{CD} = \max [M_{t1} ; M_{t2}]$$

$$M_{CD} = 4,04 \text{KN.m}$$

Travée DE ;

$$M_{t1} + \frac{|MD|+|ME|}{2} > \max [1,05M_{DE} ; (1+0,3\alpha) M_{DE}]$$

$$M_{t2} > \frac{1+0,3*\alpha}{2} * M_{DE}$$

$$M_{DE} = \max [M_{t1} ; M_{t2}]$$

$$M_{DE} = 6,33 \text{KN.m}$$

Effort tranchant (terrasse) :

$$q_u = 6,6672 \text{kN /m}$$

$$q_s = 4,872 \text{kN /m}$$

Travée AB :

E.L.U :

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$T_w = T_e = \pm \frac{qu l}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{MB-MA}{L1} = \frac{-4,535 - (-1,814)}{3,3}$$

$$\Delta T = -0,82 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{6,6672 * 3,3}{2} + (-0,82) = 10,18 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6,6672 * 3,3}{2} + (-0,82) = -11,82 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$T_w = T_e = \pm \frac{qs l}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{MB-MA}{L1} = \frac{-3,315 - (-1,32)}{3,3}$$

$$\Delta T = -0,60 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{4,872 * 3,3}{2} + (-0,60) = 7,43 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{4,872 * 3,3}{2} + (-0,60) = -8,64 \text{ kN}$$

Travée BC :

E.L.U :

$$\Delta T = \frac{Mc-MB}{L2} = \frac{-3,852 - (-4,535)}{3,10}$$

$$\Delta T = 0,22 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{6,6672 * 3,10}{2} + (0,22) = 10,55 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6,6672 * 3,10}{2} + (0,22) = -10,11 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$\Delta T = \frac{Mc-MB}{L2} = \frac{-2,816 - (-3,315)}{3,10}$$

$$\Delta T = 0,50 \text{ kN}$$

$$T_w = \frac{4,872 * 3,10}{2} + (0,50) = 8,05 \text{ kN}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$T_e = - \frac{4,872*3,10}{2} + (0,50) = -7,05\text{kN}$$

Travée CD :

E.L.U:

$$\Delta T = \frac{MD-Mc}{L3} = \frac{-5,332-(-3,852)}{3,40}$$

$$\Delta T = - 0, 43 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{6,6672*3,40}{2} + (-0,43) = 10,90\text{kN}$$

$$T_e = - \frac{6,6672*3,40}{2} + (-0,43) = - 11,76\text{kN}$$

E.L.S :

$$\Delta T = \frac{MD-Mc}{L3} = \frac{-3,89-(-2,816)}{3,40}$$

$$\Delta T = - 0, 31 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{4,872*3,40}{2} + (-0, 31) = 7, 97 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{4,872*3,40}{2} + (-0,31) = - 8,59\text{kN}$$

Travée DE :

E.L.U :

$$\Delta T = \frac{ME-MD}{L4} = \frac{-5,332-(-5,332)}{4}$$

$$\Delta T = 0 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{6,6672*4}{2} = 13, 33 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6,6672*4}{2} = - 13,33\text{kN}$$

E.L.S :

$$\Delta T = \frac{ME-MD}{L4} = \frac{-3,89-(-3,89)}{4}$$

$$\Delta T = 0 \text{ kN}$$

$$T_w = \frac{4,872*4}{2} = 9,74\text{kN}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$T_e = - \frac{4,872 \cdot 4}{2} = - 9,74 \text{ kN}$$

Tableau III.1. Tableaurécapitulatifdesmomentsfléchissant ;efforts tranchants :

Appuis	Momentenappuis [KN.m]		Travée	Efforttranchant[KN]				momententravées [KN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droit	Gauche	Droit	ELU	ELS
A	-1,814	-1,326	A-B	10,18	-11,82	7,43	-8,64	6,35	4,64
B	-4,535	-3,315	B-C	10,55	-10,11	8,05	-7,05	4,21	3,08
C	-3,852	-2,816	C-D	10,90	-11,76	7,97	-8,59	5,52	4,04
D	-5,332	-3,89	D-E	13,33	-13,33	9,74	-9,74	8,67	6,33
E	-5,332	- 3,89	E-F	11,76	-10,90	8,59	-7,97	5,52	4,04
F	-3,852	-2,816	F-G	10,11	-10,55	7,05	-8,05	4,21	3,08
G	-4,535	-3,315	G-H	11,82	-10,18	8,64	-7,43	6,35	4,64
H	-1,814	-1,326							

Ferrailage des poutrelles :

En travée :

Section de calcul :

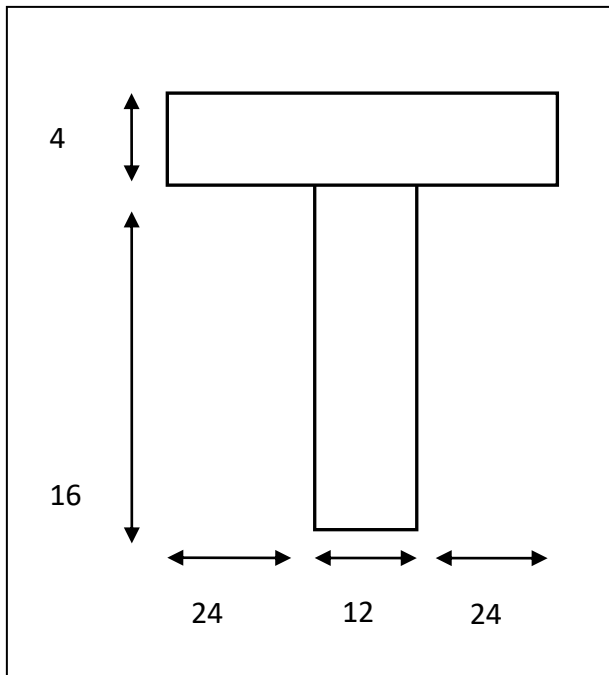


Figure III.2. Section de calcul

a)E.L.U :

$$M_{Tmax}=8.67kN.m$$

$$M_t = \sigma_b * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14,2 * 60 * 4 * (18 - 4/2)$$

$$M_t = 54,528kN.m$$

$$M_{tmax} = 8,67kN.m < M_t = 54,528kN.m$$

Donc : la zone comprimée se trouve dans la table et la section sera une section rectangulaire de dimension $(b*h) = (60*20)$ cm.

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{8670}{14,2 * 60 * 18^2} \mu = 0,031 \longrightarrow$$

$$\mu = 0,031 < \mu_{AB} 0,186 \quad \text{A n'existe pas}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \sigma_s \frac{F_e}{\gamma_s} > 348 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,031})$$

$$\alpha = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 * 0,039$$

$$\beta = 0,984$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{8670}{348 * 0,984 * 18}$$

$$A = 1,40 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b_0 * d * f_{t28} / F_e$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0,23 * 12 * 18 * 2,1 / 400$$

$$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{min}; A_{cal}) = \max (0,26; 1,40)$$

$$A_t = 1,40 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3T12 \longrightarrow 3,39 cm².

b) E.L.S :

$$M_{t \max} = 6,33 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Leftrightarrow il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s) :

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 * A(d - h_0) = \frac{60 * 4^2}{2} - 15 * 3,05 * (18 - 4) = -160,5 < 0$$

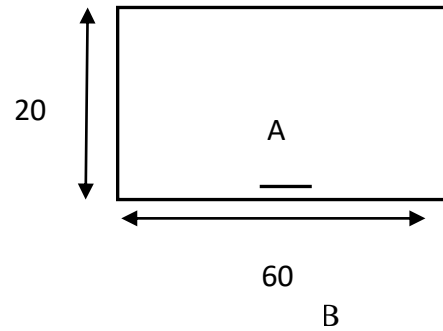
\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la nervure la section de calcul sera une section T.

$$D = \frac{(b-b_0) * h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60-12) * 4 + 15 * 3,39}{12} = 20,23 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b-b_0) * h_0^2 + 30 * A * d}{b_0} = \frac{(60-12) * 4^2 + 30 * 3,39 * 18}{12} = 216,55 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -19,81 + \sqrt{19,81^2 + 201,25} = 4,13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} + 15 A (d - y_1)^2 = \frac{60.4^3 - (60-12)*(4-4)^3}{3} + 15 * 3,05 * (18 - 4)^2$$



CHAPITRE III : Etude des planchers

$$I = 10247 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Mt}{I} = \frac{6330}{10247} = 0,617$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,617 \cdot 4 = 2,468 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\bar{b}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Conclusion :

$\sigma_b < \sigma_{\bar{b}} = 15 \text{ Mpa}$ Les armatures calculées à ELU seront maintenues
Fissuration peu nuisible } (aucune vérification pour σ_s .)

En appuis :

ELU :

$$M_{\text{amax}} = 5,332 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \cdot h$).

Vérification de l'exigence de l'armature comprimée :

$$\mu = \frac{M_{\text{tmax}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5332}{14,2 \cdot 60 \cdot 18^2} \mu = 0,019 \rightarrow$$

$$\mu = 0,019 < \mu_{AB} 0,186 \quad \text{A n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_{l\sigma_s} = \frac{F_e}{\gamma_s} \rightarrow 8 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,019})$$

$$\alpha = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,024$$

$$\beta = 0,990$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5332}{348 \cdot 0,990 \cdot 18}$$

$$A = 0,86 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / F_e$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$A_{min} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{min}; A_{cal}) = \max (0,26; 0,86)$$

$$A_t = 0,86 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 1T 12 + 1T10 \longrightarrow 1,92 cm².

E.L.S :

$$M_{a \max} = 3,89 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \sigma_b \leq \sigma_{\bar{b}}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{5332}{3890} = 1,37$$

$$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,018$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_{\bar{b}} = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_{\bar{b}} = 15 \text{ Mpa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{FeE400} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Les armatures calculées à ELS seront maintenues} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s \text{).}$$

III.4.5. calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = 13,33 \text{ kN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u = 13330 \text{ N} \leq 0,267 \cdot 16,2 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10^2 = 129762 \text{ N}$$

L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

CHAPITRE III : Etude des planchers

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9*d} \right)$$

$$A_l = 3,39 \geq \frac{1,37}{400} \left(13330 + \frac{5332}{0,9*18} \right) * 10^{-2} = 0,47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

⇒ Il n'Ya aucune influence de l'effort tranchant sur A_l .

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0*d} = \frac{13330}{(12*18)*10^2} = 0,617 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_{\bar{u}} = \min \left(0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,617 \text{ Mpa} < \tau_{\bar{u}} = 3,33 \text{ Mpa} \implies$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow a = 90^\circ$

Section et écartement des armatures transversales A_t :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 5,71 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\implies A_t = 2\phi_t \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

$K = 1$ (flexion simple).

$$\alpha = 90^\circ$$

- $\delta t_1 \leq \min (0,9 * d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$

- $\delta t_2 \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0 * \sin \alpha} = \frac{0,57 * 235}{0,4 * 12 * 1}$

- $\frac{A_t}{b_0 * \delta t_3} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} * k}{(0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha))}$

$$\text{Donc : } \delta t_3 \leq \frac{A_t * 0,8 * f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj} * k)} = \frac{0,57 * 0,8 * 235}{12 * (0,775 - 0,3 * 2,1)} = 68,65 \text{ cm}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

Conclusion :

$$\delta t \leq \min(\delta t1 ; \delta t2 ; \delta t3) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales : $\delta t = 15 \text{ cm}$

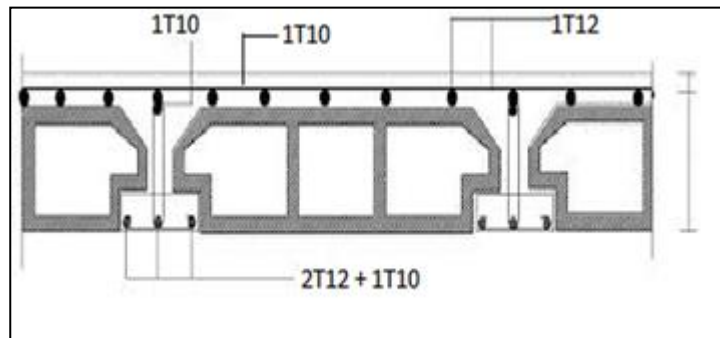


Figure III.3: coupe transversal ou niveau de poutrelle.

III.4.6. Vérification de la flèche :

$$G = 712 \text{ daN/m}$$

$$P = 100 \text{ daN/m}$$

$$g = j = 679 * 0,6 = 427,2 \text{ daN/m}$$

$$p = (712 + 100) * 0,6 = 487,2 \text{ daN/m}$$

Calcul le moment fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = M_{tg}^{ser} = 0,70 * \frac{gl^2}{8} = 0,70 * \frac{427,2 * 4^2}{8} = 598,08 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0,7 * M_{0g}^{ser} = 0,70 * \frac{pl^2}{8} = 0,70 * \frac{487,2 * 4^2}{8} = 682,08 \text{ daN.m}$$

Calcul de flèche partielle :

$$F_{gv} = \frac{M_{tg}^{ser} * L^2}{10E_v * I_{gfv}}, \quad F_{ji} = \frac{M_{tj}^{ser} * L^2}{10E_j * I_{jfi}}$$

$$F_{pi} = \frac{M_{tp}^{ser} * L^2}{10E_i * I_{pfi}}, \quad F_{ig} = \frac{M_{tg}^{ser} * L^2}{10E_i * I_{gfi}}$$

Modules de déformation longitudinaux :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_{i28} = 0,6 + 0,06 * F_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$E_{i28} = 11000 * \sqrt[3]{F_{c28}} = 32164,19 \text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 3700 * \sqrt[3]{F_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

Moment d'inertie fictive :

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu g}, \quad I_{fv}^j = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu j}$$

$$I_{fv}^p = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu p}, \quad I_{fv}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu g}$$

Moment de section homogène :

Calcul de moment d'inertie (I_0) :

$$V1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$V1 = \frac{60 \cdot 4 + 12 \cdot 12 + 15 \cdot 3,39 \cdot 18}{60 \cdot 4 + 12 \cdot 16 + 15 \cdot 3,39} = 7,66 \text{ cm}$$

$$V2 = h - v1 = 12,34 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 7,66}{3} - \frac{(60 - 12)(7,66 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12,34}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 7,66)^3$$

$$I_0 = 55583,80 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{tser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 100 \cdot \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 1,09 \quad \text{---} \quad \rho_1 = 0,876$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{tser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5980,8}{3,39 \cdot 0,876 \cdot 18} = 111,88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{tpser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6820,8}{3,39 \cdot 0,876 \cdot 18} = 127,6 \text{ Mpa}$$

Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\mu_i = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,011 \cdot 111,88 + 2,1} = 0,47$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,011 \cdot 127,6 + 2,1} = 0,52$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,011} = 3,67$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$\lambda v = \frac{0,02 * f_{c28}}{(2+3*\frac{b_0}{b}) * \rho} = \frac{0,02 * 2,1}{(2+3*\frac{12}{60}) * 0,011} = 1,46$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda v * \mu g} = \frac{1,1 * 55583,80}{1 + 1,46 * 0,47} = 36260,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda i * \mu g} = \frac{1,1 * 55583,80}{1 + 3,67 * 0,47} = 22438,32 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda i * \mu p} = \frac{1,1 * 55583,80}{1 + 3,67 * 0,52} = 21022,61 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda i * \mu j} = \frac{1,1 * 55583,80}{1 + 3,67 * 0,47} = 22438,32 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_{gv}^g = \frac{Mg * l^2}{10Ev * I_{fgv}} = \frac{5980,8 * 4^2 * 10^4}{10 * 10818,86 * 36260,33} = 0,243 \text{ cm}$$

$$f_{gi}^g = \frac{Mg * l^2}{10Ei * I_{fgi}} = \frac{5980,8 * 4^2 * 10^4}{10 * 32164,19 * 22438,32} = 0,132 \text{ cm}$$

$$f_{pi}^p = \frac{Mp * l^2}{10Ei * I_{fpi}} = \frac{6820,8 * 4^2 * 10^4}{10 * 32164,19 * 21022,61} = 0,161 \text{ cm}$$

$$f_{ji}^j = \frac{Mj * l^2}{10Ei * I_{fji}} = \frac{5980,8 * 4^2 * 10^4}{10 * 32164,19 * 22438,32} = 0,132 \text{ cm}$$

La flèche totale :

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

$$\Delta f_t = (0,243 - 0,132) + (0,161 - 0,132) = 0,140 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$L = 4,00 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{t \max} = \frac{1}{50} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,140 \text{ cm} < \Delta f_{t \max} = 0,9 \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

III.3. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se fera suivant des conditions données par l'article B.6.8.4 23 du BAEL91

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, il sera armé d'un quadrillage de barre dont les dimensions des barres ne doivent pas dépasser

CHAPITRE III : Etude des planchers

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

La section des armatures doit être tel que :

Pour l'écartement des axes des nervures $L_n \leq 150$ cm.

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq 200/f_e$$

$$\Rightarrow A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2$$

Pour l'écartement des axes de nervures $L_n : 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq 4.L_n/f_e$$

$$\Rightarrow A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité du treillis soudé.

Pour un treillis soudé de diamètre inférieur ou égale à 6 mm : On a $f_e = 520$ Mpa.

- Armatures perpendiculaires aux nervures :

$50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$

$$A_{\perp} \geq 4.L_n/f_e \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} \geq 400 / 520$$

$$\Rightarrow \quad A_{\perp} \geq 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 5\Phi 6 \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} \geq 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2 \quad \Rightarrow \quad A_{\parallel} \geq 1.41 / 2$$

$$A_{\parallel} \geq 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend : } 5\Phi 6 \quad \Rightarrow \quad A_{\parallel} \geq 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé de maille (20*20) cm².

CHAPITRE III : Etude des planchers

Tableau III.3. Ferrailages des poutrelles.

		M (kN.m)	Choix des armatures	A_t
En travée	ELU	8,67	1T10+2T12	2 \emptyset 6 $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$
	ELS	6,33	$A = 3,39 \text{ cm}^2$	
En appuis	ELU	5,332	1T10+1T12	
	ELS	3,89	$A = 1,92 \text{ cm}^2$	

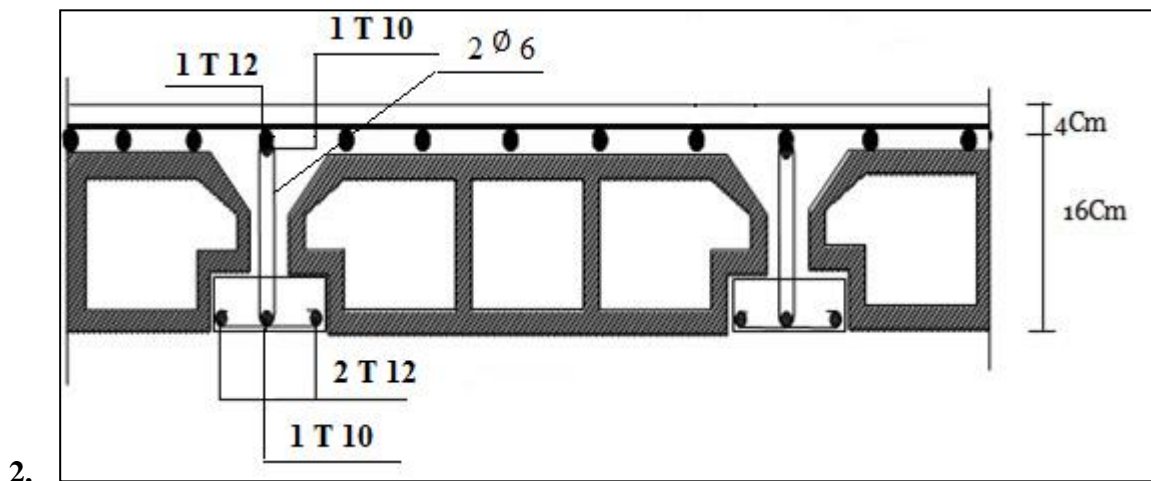


Figure III.4. Coupe transversal ou niveau de poutrelle.

III.4. Plancher à dalle plane :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_y et L_x ($L_x > L_y$) et d'épaisseur h dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

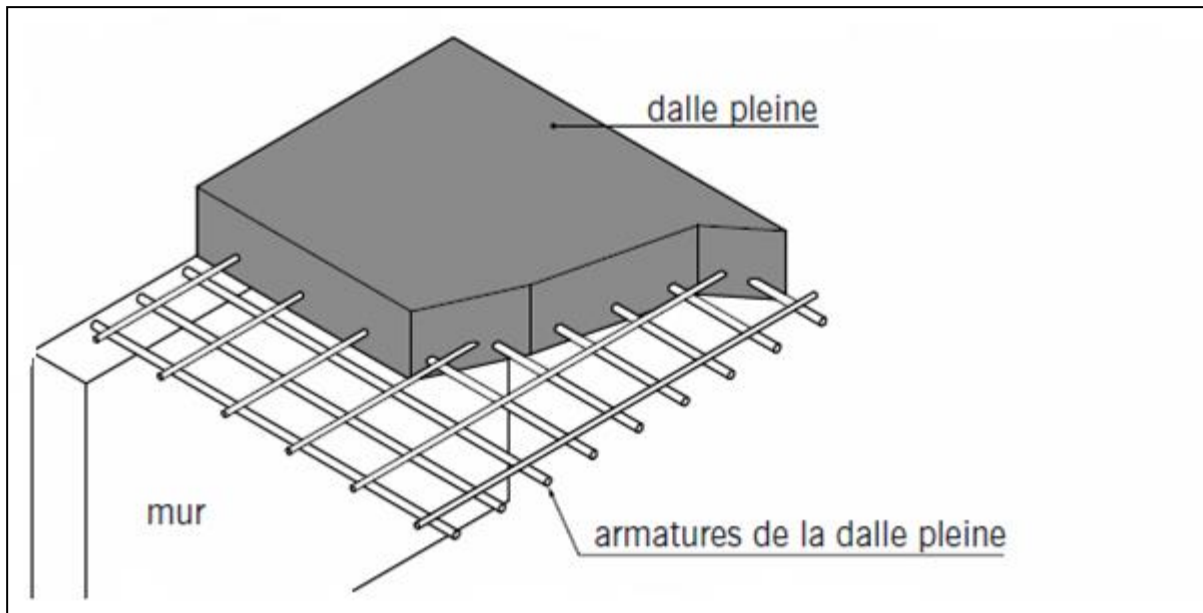


Figure III.5. Dalle pleine.

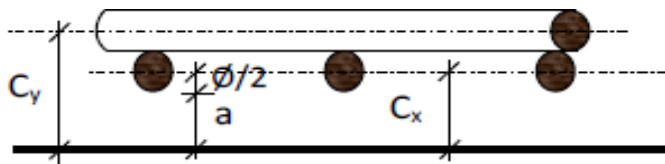
Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

- Pour $\rho \leq 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

Fait en flexion simple.

Diamètre des armatures :



Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[BAEL91]

$$\phi_{\max} \leq \frac{hd}{10} \quad \text{avec ; } hd = 16 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

Donc on prend : $\phi = 10 \text{ mm}$

Calcul l'enrobage :

CHAPITRE III : Etude des planchers

La fissuration est considérée comme peu nuisible : $a = 1 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 15 \text{ mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 25 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

Espacement maximale des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta = \min (3h_d ; 33 \text{ cm}) = \min (3 * 16 ; 33) ; \delta = 33 \text{ cm}$$

Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (2) on a :

$$G = 631 \text{ daN/m}^2$$

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

Combinaisons fondamentales :

E.L.U :

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

$$q_u = 1,35 * 631 + 1,5 * 250 = 1226,85 \text{ daN/m}^2$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 631 + 250 = 881 \text{ daN/m}^2$$

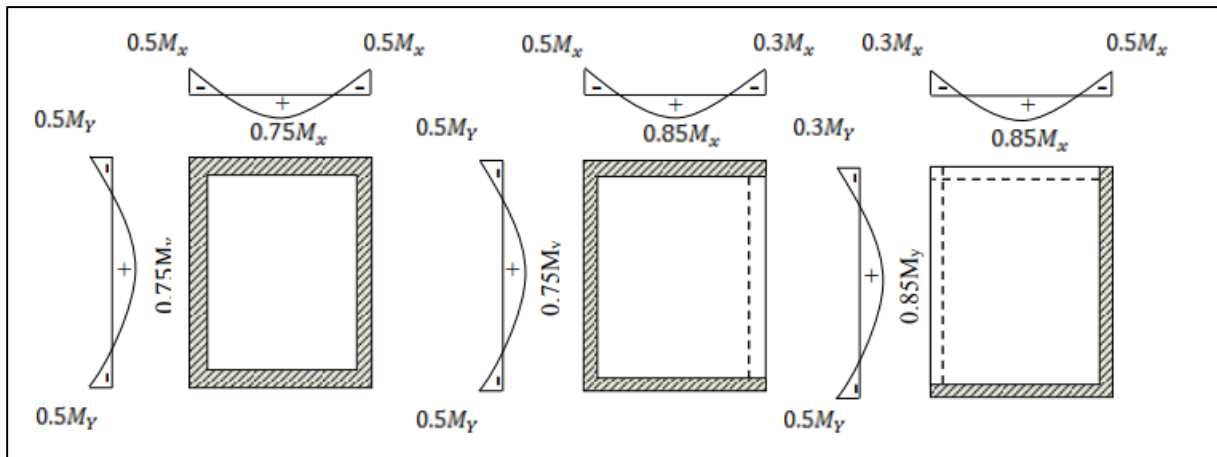


Figure III.6. Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

Les panneaux de dalle de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II) et leur calcul se fera en flexion simple

Calcul des sollicitations :

Panneau de dalles simplement appuyé sur son pourtour:

Etat limite ultime (E.L.U):

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

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

$$M_{xser} = \mu_{xser} \times q_{ser} \times l^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{yser} = \mu_{yser} \times M_{xser} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,35}{4,8} = 0,9 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions}$$

$$\mu_{xu} = 0,0456$$

$$\mu_{yu} = 0,7834$$

$$M_{xu} = \mu_{xu} * q_u * l_x^2$$

$$M_{xu} = 0,0456 * 1226,85 * 4,35^2 = 1058,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} * M_{xu}$$

$$M_{yu} = 0,7834 * 1058,6 = 829,31 \text{ daN.m}$$

Tableau III.4 : tableau d'évaluation des charges.

$q_u = 1226,85 \text{ daN/m}^2$		$q_s = 881 \text{ daN/m}^2$	
M_u^x	M_{uy}	M_{sx}	M_{sy}
1058,6	829,31	880,21	748,35

Tableau III.5 : tableau récapitulatif des sollicitations.

Les types		$M_{tx}(\text{daN.m})$	$M_{ax}(\text{daN.m})$	$M_{ty}(\text{daN.m})$	$M_{ay}(\text{daN.m})$
			$0,85M_{0x}$	$-0,5M_{0x}$	$0,85M_{0y}$
	ELU	793,95	-529,3	621,982	-414,655
	ELS	660,157	-440,105	561,26	-374,175

CHAPITRE III : Etude des planchers

Calcul de ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

En travée :

ELU :

$$M_{tx} = 793,95 \text{ daN} / \text{m}^2 * 10 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{7939,5}{14,2 * 100 * (14,5)^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{(acier FeE400 A n'existe pas.)}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \implies \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,987$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{7939,5}{348 * 0,987 * 14,5} = 1,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité ; (A.B.7.4.BAEL91) :

$$A_{min} = 0,0008 * b * h = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) = A_t = 1,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

$$S < \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Chois des armatures :

$$4T10 / \text{ml}; \quad A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(4T10 \implies e = 25 \text{ cm})$$

ELS :

$$M_{tx} = 660,167 \text{ daN} . \text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ Flexion simple} \\ - \text{ Section rectangulaire sans A}' \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

- Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_{txu}}{M_{txs}} = \frac{7939,5}{6601,57} = 1,2$$

$$\frac{1,2-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 > \alpha = 0,049$$

Aucune vérification pour σ_s
Fissuration peu nuisible

} les armatures calculées à ELU conviennent

En appuis :

ELU :

$$M_{ax} = 529,3$$

Vérification de l'exigence de l'armature comprimée :

$$\mu = \frac{5293}{14,2 * 100 * 14,5^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{(acier FeE400 A' n'existe pas.)}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,017}) = 0,17$$

$$\beta = 1 - 0,4 * 0,18 = 0,994$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax} = \frac{5293}{348 * 0,994 * 14,5} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures (condition de non fragilité)

$$A_{min} = 0,0008 * b * h = 0,0008 * 100 * 16$$

$$A_t = \max (A_t ; A_{min})$$

$$A_t = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximale des armatures :

$$L'écartement des armatures $\delta < \min (4h ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$$

Choix des armatures :

$$A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$4T 10 \quad ; \quad e = 25$$

ELS :

$$M_{tx} = 440,105 \text{ daN/m}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ Flexion simple} \\ - \text{ Section rectangulaire} \\ - \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\gamma = \frac{5293}{4401,05} = 1,2$$

$$\frac{1,2-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 > \alpha = 0,029$$

Aucune vérification pour σ_s
Fissuration peu nuisible

} les armatures calculées à ELU convient.

Sens y-y :

En travée :

ELU :

$$\mu = \frac{6219,82}{14,2 * 100 * 13,5^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400 A' n'existe pas.})$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,024}) = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4 * 0,024 = 0,99$$

Détermination des armatures :

$$A_{ay} = \frac{6219,82}{348 * 0,99 * 13,5} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures (condition de non fragilité)

$$A_{min} = 0,0008 * b * h = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max (A_t; A_{min})$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$A_t = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximale des armatures :

$$L'écartement des armatures $\delta < \min(4h ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$$

Choix des armatures :

$$A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$4T 10 \quad ; \quad e = 25$$

ELS :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ Flexion simple} \\ - \text{ Section rectangulaire} \\ - \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\gamma = \frac{6219,82}{5612,6} = 1,1$$

$$\frac{1,1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3 > \alpha = 0,069$$

Aucune vérification pour σ_s
Fissuration peu nuisible } les armatures calculées à ELU convient.

En appuis :

$$M_{ay} = 414,655 \text{ daN/m}$$

$$\mu = \frac{4146,55}{14,2 * 100 * 13,5^2} = 0,016 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu = 0,016 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400 } A' \text{ n'existe pas.})$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,016}) = 0,02$$

$$\beta = 1 - 0,4 * 0,15 = 0,992$$

Détermination des armatures :

$$A_{ay} = \frac{4146,55}{348 * 0,992 * 13,5} = 0,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures (condition de non fragilité)

$$A_{min} = 0,0008 * b * h = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$A_t = \max (A_t; A_{min})$$

$$A_t = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximale des armatures :

$$L'écartement des armatures $\delta < \min (4h ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$$

Choix des armatures :

$$A = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$4T 10 \quad ; \quad e = 25$$

ELS :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ Flexion simple} \\ - \text{ Section rectangulaire} \\ - \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{4146,55}{3741,75} = 1,1$$

$$\frac{1,1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3 > \alpha = 0,40$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \text{ les armatures calculées à ELU convient.}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{xu} = \frac{qu * lx}{2} * \frac{ly}{ly+lx} = \frac{1226,85 * 4,35}{2} * \frac{4,80 \text{ u}}{4,80 \text{ u} + 4,35\text{u}}$$

$$T_{yu} = \frac{qu * ly}{2} * \frac{lxu}{lyu+lxu} = \frac{1226,85 * 4,80}{2} * \frac{4,35 \text{ u}}{4,80 \text{ u} + 4,35\text{u}}$$

$$T_{xu} = 1399,82 \text{ daN/ml}$$

$$T_{yu} = 1399,82 \text{ daN/ml}$$

$$T_u = \max (1399,82 \text{ daN/ml})$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b*d} = \frac{1928,82 * 10}{(100 * 15,5) * 100} = 0,09 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$\tau_u = 0,09 < \tau_u = 1,25 \text{ Mpa.} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_{stx}}{20 M_{sx}}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e}$$

Vérification le calcul de flèche et maçonnerai :

$$\frac{hd}{l_x} > \frac{M_{slx}}{20 M_{sx}} = 0,036 > \frac{660,157}{20 \cdot 880,21} = 0,037 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = (f_v^g - f_i^j) + (f_i^p - f_i^g)$$

$$j = (G-1) \cdot 1,00 = (6,31 - 1) \cdot 1,00 = 5,31 \text{ kN/m}$$

$$g = G \cdot 1,00 = 6,31 \text{ kN/m}$$

$$p = (G + Q) \cdot 1,00 = (6,31 + 2,5) = 8,81 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,0021$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0,75 \cdot M_{0g}^{ser}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0,75 \cdot M_{0j}^{ser}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0,75 \cdot M_{0p}^{ser}$$

$$M_{0g}^{ser} = \mu^{ser} \cdot g \cdot Lx^2 = 0,0528 \cdot 6,31 \cdot 4,35^2 = 6,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{0j}^{ser} = \mu^{ser} \cdot j \cdot Lx^2 = 0,0528 \cdot 5,31 \cdot 4,35^2 = 5,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{0p}^{ser} = \mu^{ser} \cdot g \cdot Lx^2 = 0,0528 \cdot 8,81 \cdot 4,35^2 = 8,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{tg}^{ser} = 4,72 \text{ kN.m}$$

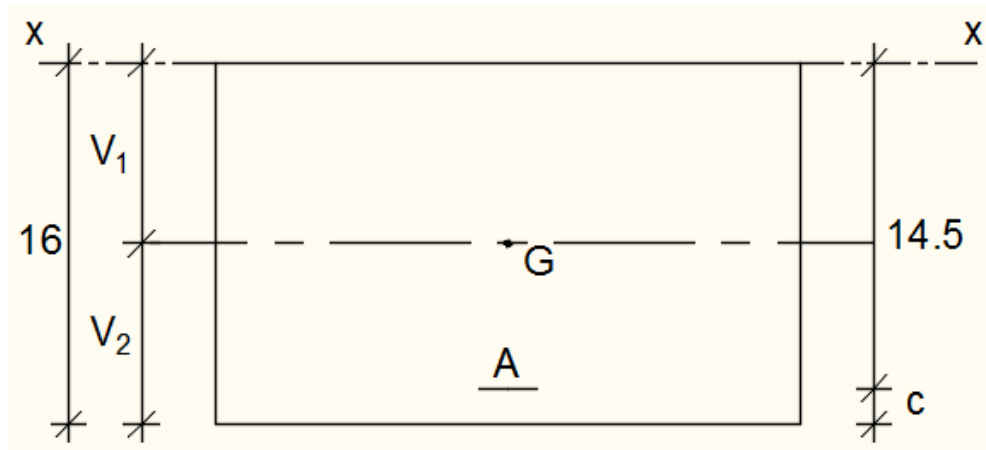
$$M_{tj}^{ser} = 3,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 6,60 \text{ kN.m}$$

Position du centre de gravité da la section homogène :

$$V1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

CHAPITRE III : Etude des planchers



$$V_1 = \frac{100 \cdot 16 \cdot 8 + 15 \cdot 3,14 \cdot 14,5}{100 \cdot 16 + 15 \cdot 3,14} = 8,18 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 7,82 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie (I_0) :

$$I_0 = \frac{8,18^3 \cdot 100}{3} + \frac{7,82^3 \cdot 100}{3} + 15 \cdot 3,14 \cdot (7,82 - 1,5)^2 = 36066,46 \text{ cm}^4$$

Calcul de moment d'inertie fictifs λi ; :

$$\lambda i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{100}{100}\right) \cdot 0,0021} = 10$$

$$\lambda v = 0,4 \cdot \lambda i$$

$$\lambda v = 4$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 100 \cdot 0,0021 = 0,21$$

$$\beta \rightarrow 0,88$$

Calcul des contraintes d'aciers suivant les sollicitations:

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{tgser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4720}{3,14 \cdot 0,880 \cdot 14,5} = 117,80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{tjser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3970}{3,14 \cdot 0,880 \cdot 14,5} = 99,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{tpser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6600}{3,14 \cdot 0,880 \cdot 14,5} = 164,72 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0021 \cdot 117,8 + 2,1} = -0,19$$

CHAPITRE III : Etude des planchers

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0021 \cdot 99,08 + 2,1} = 0,25$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0021 \cdot 164,72 + 2,1} = 0,054$$

Modulededéformationlongitudinale:

$$\text{Modulededéformationlongitudinale instantanée : } E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulededéformationlongitudinaledifférée } E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

La flèche totale :

$$f_v^g = \frac{Mg \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}}$$

Avec :

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \cdot 10}{1 + \lambda v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 36066,46}{1 + 4 \cdot 0,19} = 22541,53 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot 10}{1 + \lambda j \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 36066,46}{1 + 10 \cdot 0,25} = 11335,17$$

$$I_{fp_i} = \frac{1,1 \cdot 10}{1 + \lambda j \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 36066,46}{1 + 10 \cdot 0,054} = 25761,75$$

Calculdesflèchespartielles:

$$f_v^g = \frac{Mg \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}}$$

$$f_v^g = 0,36 \text{ cm}$$

$$f_i^g = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_i^p = 0,15 \text{ cm}$$

$$f_i^j = 0,20 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_v^g - f_i^j) + (f_i^p - f_i^g)$$

$$\Delta f_t = (0,36 - 0,20) + (0,15 - 0,12)$$

$$\Delta f_t = 0,46 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

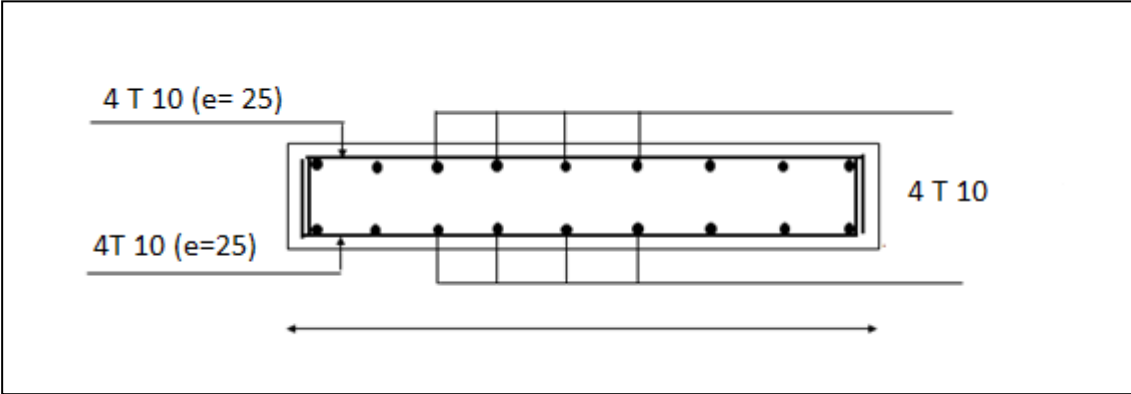
$$\Delta f_{\text{tmax}} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,46 < \Delta f_{\text{tmax}} = 0,87 \text{ cm} \quad \text{— la flèche est vérifiée.}$$

Dessin de ferrailage :

CHAPITRE III : Etude des planchers

X-X :



Y-Y :

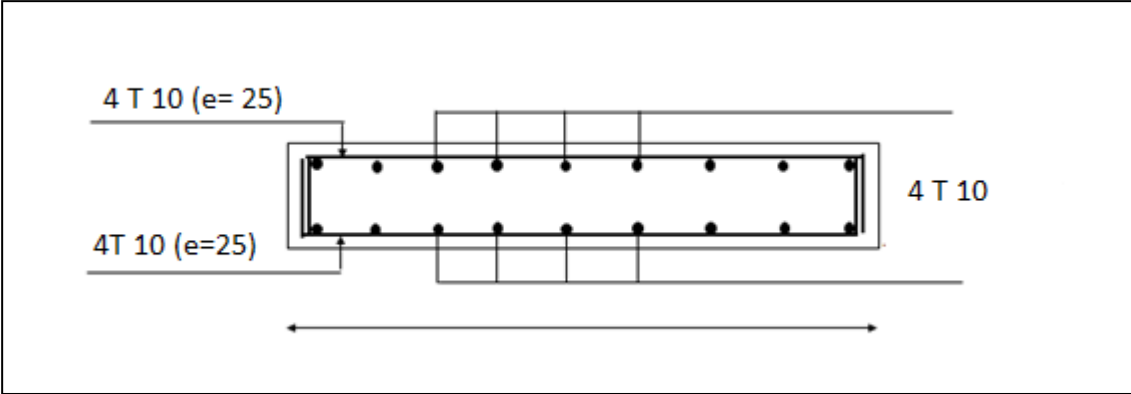


Figure III.8. Dessin de ferrai.

Chapitre IV :

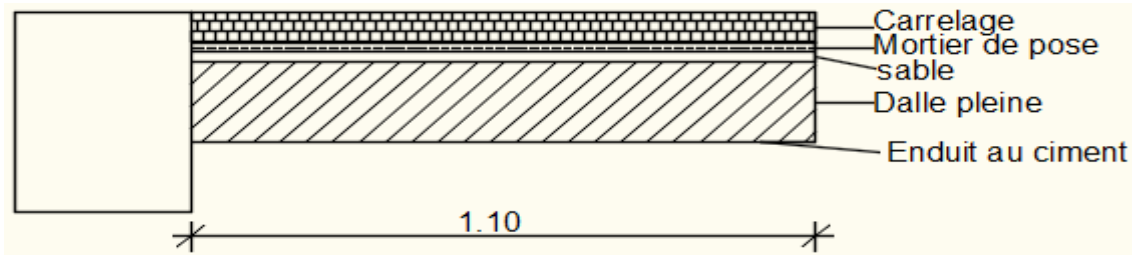
Étude des éléments

Non structura

IV.1. Étude des balcons :

IV.1.1. Introduction :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « P ».



IV.1.2. Descente de charge :

Carrelage + mortier de pose + sable 1,04kN/m².

Dalle pleine en bétonaemé(16cm)25*0,16..... 3,75kN/m².

Enduit en ciment (1,5cm)..... 0,27 kN/m².

$$G=506\text{daN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1 = 506\text{daN/ml.}$$

Calcul de la charge due au poids du garde-corps :

$$P = (9 \times 1,2 \times 0,1) + 2(18 \times 1,2 \times 0,015).$$

$$P = (9 \times 1,2 \times 0,1) + 2(18 \times 1,2 \times 0,015)$$

$$P = 1,728 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 1,728 = 2,3328$$

Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage d'habitation : $Q = 350 \text{ KN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{Q} = Q \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml.}$

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le Plus bas possible $\rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{hd}{10} \quad \text{avec ; } hd = 16 \text{ cm.}$$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm.}$$

Donc on prend : $\varnothing = 16 \text{ mm}$.

Calcul l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible : $a = 1 \text{ cm}$.

$$C = a + \frac{\varnothing}{2} \quad \Rightarrow \quad C = \left(10 + \frac{16}{2}\right) \text{ mm} = 18 \text{ mm.}$$

Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 16 - 1,8 = 14,2 \text{ cm.}$$

IV.1.2. Moment fléchissant :

Type 1 :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u = - (1,35G + 1,5Q) * \frac{L^2}{2} - 1,35P * L * 1 = -(1,35 * 506 + 1,5 * 350) * \frac{1,1^2}{2} - 2,3328 * 1,1.$$

$$M_u = -987,50 \text{ daN.m}$$

Etat limite service (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = - (G + Q) * \frac{L^2}{2} - P * L * 1 = - (506 + 350) * \frac{1,1^2}{2} - 1046,25 * 1,1$$

$$M_{\text{ser}} = - 707,96 \text{ daN.m}$$

IV.1.3) Calcul du ferrailage :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u = -987,50 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{9875,0}{14,2 * 100 * 14,2^2} = 0,034$$

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

$$\mu = 0,034 < \mu l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,034})$$

$$\alpha = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 * 0,043$$

$$\beta = 0,982$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{9875,0}{348 * 0,982 * 14,2}$$

$$A = 2,034 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité CBA91/A4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,0008 * b * h = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_U = \max(A_U ; A_{\min}) = A_U = 2,034 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5 \text{ T } 10 \quad \longrightarrow \quad A = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 16 \text{ cm}$$

Armature de répartition par mètre linéaire :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$4 \text{ T } 8 \quad \longrightarrow \quad A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad e = 25 \text{ cm}$$

Etat limite service (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = - 707,96 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 * f_{c28} = 15$$

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{987,50}{707,96} = 1,394$$

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,447 > \alpha = 0,01 \quad \longrightarrow \text{C.V}$$

Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$
Fissuration peu nuisible

} les armatures calculées à ELU seront maintenues
(aucune vérification pour σ_s .)

IV.1.4. Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = (1,35G + 1,5Q) * L + 1,35P$$

$$T_u^{\max} = (1,35 * 506 + 1,5 * 350) * 1,1 + 1,35 * 172,8$$

$$T_u^{\max} = 1562,19 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b * d} = \frac{3307,61}{(100 * 14,2) * 100} = 0,011 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

$\tau_u = 0,011 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}$
Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.1.5. Calcul de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b * d} < \frac{2}{f_e}$$

Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{L} = 0,145 > \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b * d} = 0,0023 < \frac{2}{f_e} = 2/400 = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

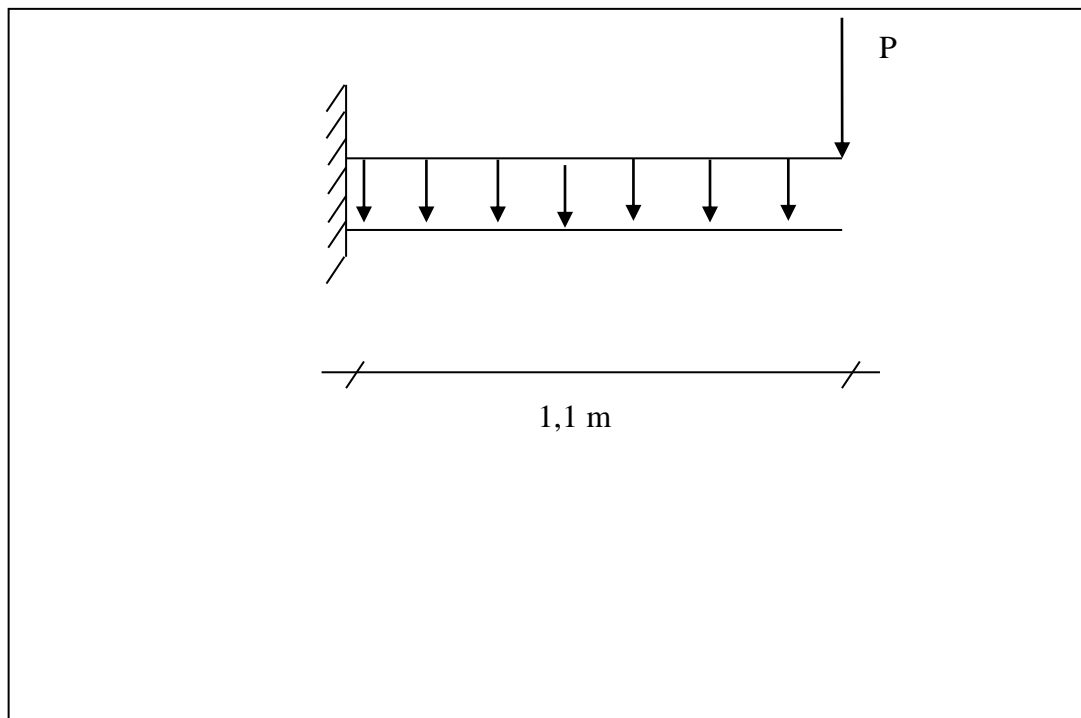
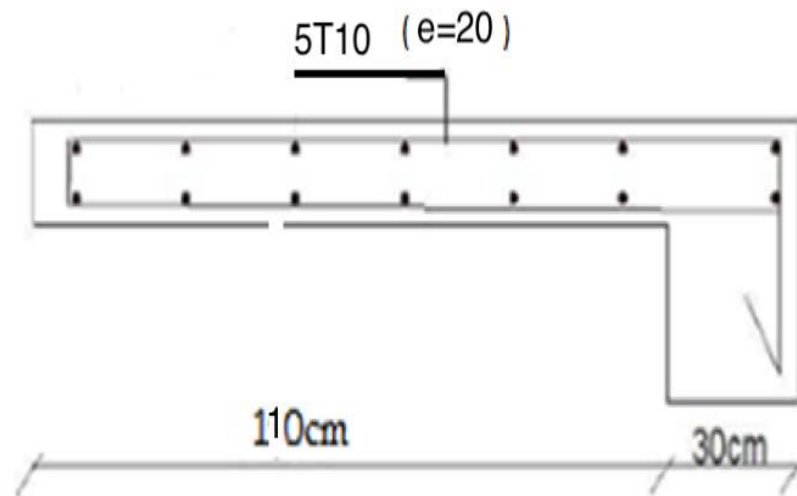


Tableau IV.1: ferrailage de balcon.

Type	Largeur (cm)	M_u (daN.m)	M_s (daN.m)	Armature (cm^2)	choix
01	110	-987,50	- 707,96	3,39	5T10

TYPE 1 :



IV.2. Escalier :

IV.2.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers), ces derniers sont coulés sur place.

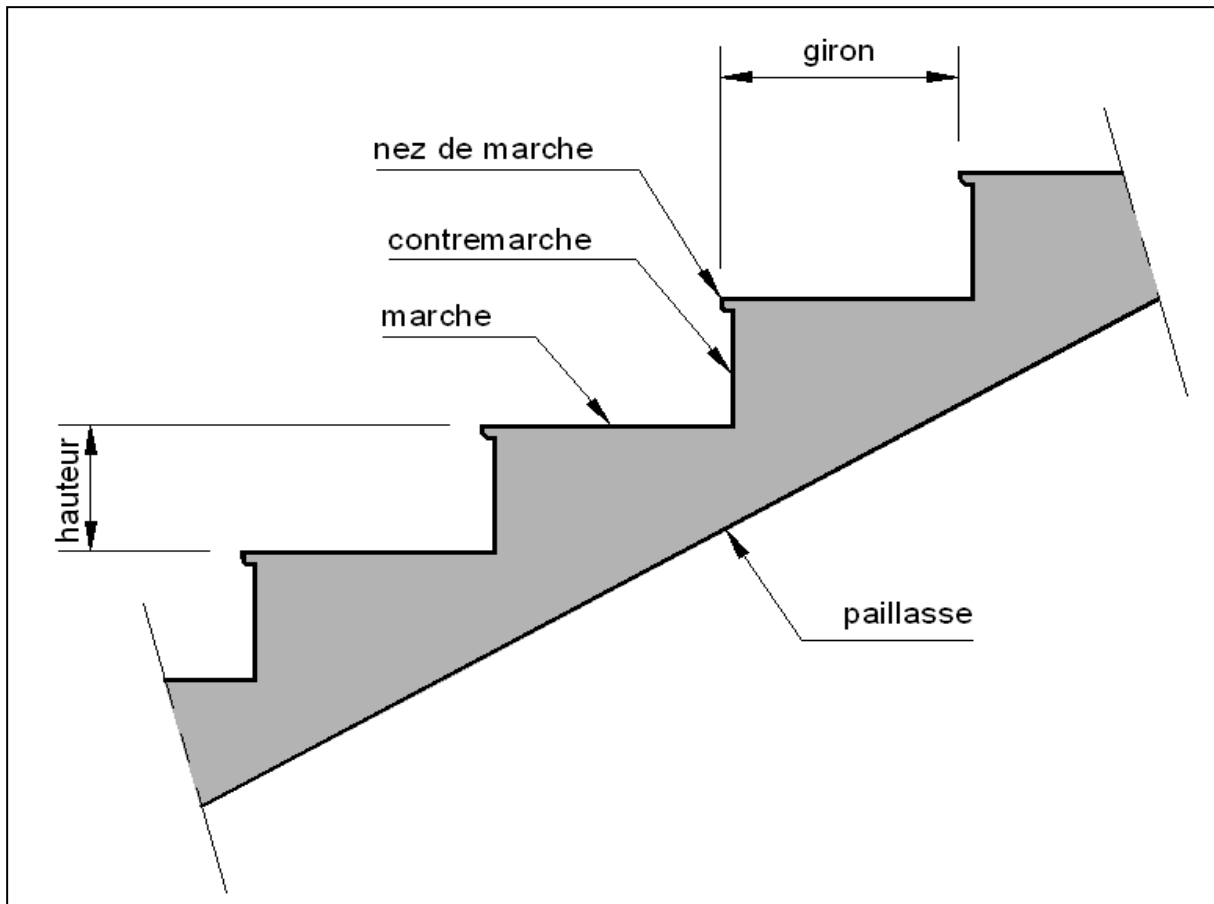


Figure VI.2. Schéma d'escalier

IV.1.2 : Pré dimensionnement des escaliers:

Remarque:

- Pour l'escalier qu'on va étudier, on adopte :

H: hauteur d'étage

h: hauteur de contre marche;

g: Le giron;

L: longueur du palier.

Paillasse: Dalle pleine incliner porte des marches;

Contre marche: Partie verticale d'une marche :

Ligne de foulée: ligne désigne le sens de déplacement,

Volée: Suite de marche (avec 20 marches au maximum);

Palier de repos: Dalle pleine horizontale d'un escalier entre 2 volées.

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

Pour étage courant :

$$H = 306 \text{ cm}$$

$$\text{Giron} : 30 \text{ cm}$$

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a :

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

h : varié de 14 cm à 20cm ;

$$\text{Pour} : h = 17 \text{ cm}$$

$$N_c = H/h = 306 / 17 = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

$$n = N_c - 1 = 17 \text{ marches}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{H} = \frac{17}{30} = 0,57 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L^2 = 2,1^2 = 1,53^2$$

$$L_p = 2,60 \text{ m}$$

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20} \quad \longrightarrow \quad \frac{260}{30} \leq e_p \leq \frac{260}{20} \quad \longrightarrow \quad 8,66 \leq e_p \leq 13$$

$$e_{p1} = 10 \text{ cm}$$

Condition de résistance au feu

e=7cm pour une heure de coupe-feu

e=11cm pour deux heures de coupe-feu

e=17,5cm pour un coupe-feu de quatre heures.

■ On prend : $e_{p2} = 11 \text{ cm}$

Condition d'isolation phonique

• Contre les bruits aériens: $2500 * e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2$ $e_{p3} = 14 \text{ cm}$.

• Contre les bruits impacts: $2500 * e_p \geq 400 \text{ Kg/m}^2$ $e_{p3} = 16 \text{ cm}$

Conclusion

$$e_p = \max (e_{p1}; e_{p2} ; e_{p3}) \text{ (cm)}$$

$$e_p = 16 \text{ cm}$$

IV.1.3. Descente des charges :

Volée :

Charge permanentes :

$$\text{Revêtement horizontale} \dots\dots\dots 120 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Revêtement vertical} \dots\dots\dots 120 * \frac{h}{g} = 120 * \frac{0,17}{0,3} = 68 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de la marche} \dots\dots\dots 2200 * \frac{h}{2} = 2200 * \frac{0,17}{2} = 187 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de la paillasse} \dots\dots\dots 2500 * \frac{ep}{\cos \alpha} = 2500 * \frac{0,16}{\cos 29,54} = 459,76 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Enduit de ciment (1,5cm)} \dots\dots\dots 18 * \frac{1,5}{\cos \alpha} = 31,03 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 865,79 \text{ daN/m}^2$$

Charges d'exploitation :

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

Combinaisons fondamentales :

E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 * 865,79 + 1,5 * 250) = 1543,81 \text{ daN/m}^2$$

E.L.S :

$$q_{ser} = (G + Q) = (865,79 + 250) = 1115,79 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur on a :

$$q_u = 1543,81 * 1,00 = 1543,81 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{ser} = 1115,79 * 1,00 = 1115,79 \text{ daN/ml}$$

Palier :

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

Charge permanentes :

Revêtement horizontale.....120 daN/m².

Poids propre de lePalier2500*0,16 = 400 dan/m².

Enduit de ciment (1,5cm).....18*1,5 = 27 daN/m²

$$G = 547 \text{ daN/m}^2$$

Charges d'exploitation :

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

Combinaisons fondamentales :

E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35*547 + 1,5*250) = 1113,45 \text{ daN/m}^2.$$

E.L.S :

$$q_{ser} = (G + Q) = (547 + 250) = 797 \text{ daN/m}^2$$

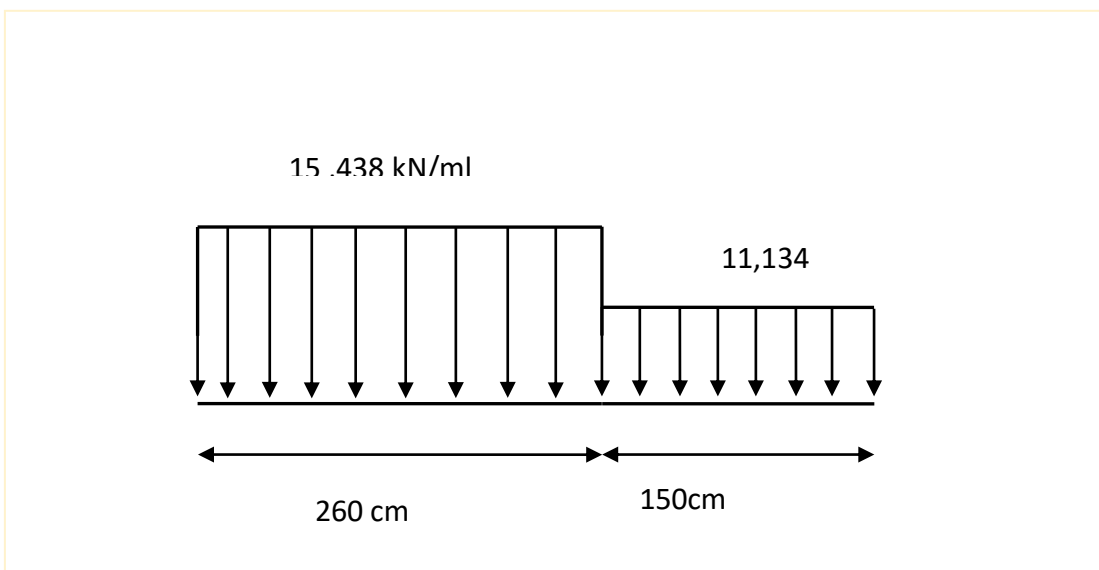
Pour une bande de 1m de largeur on a :

$$q_u = 1113,45 * 1,00 = 1113,45 \text{ daN/ml.}$$

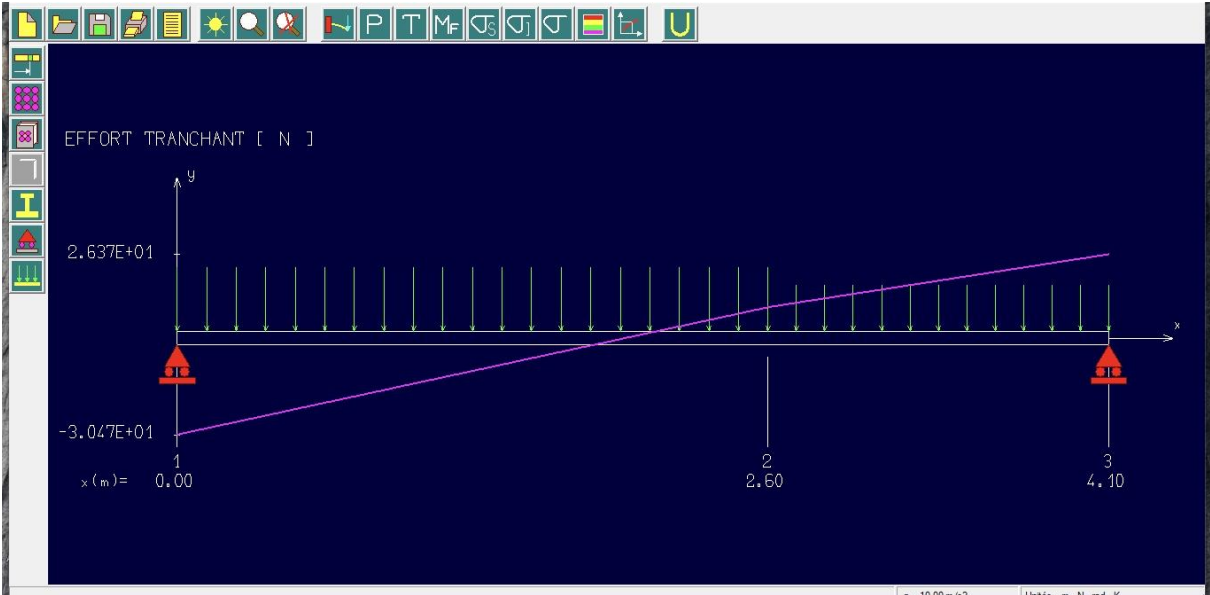
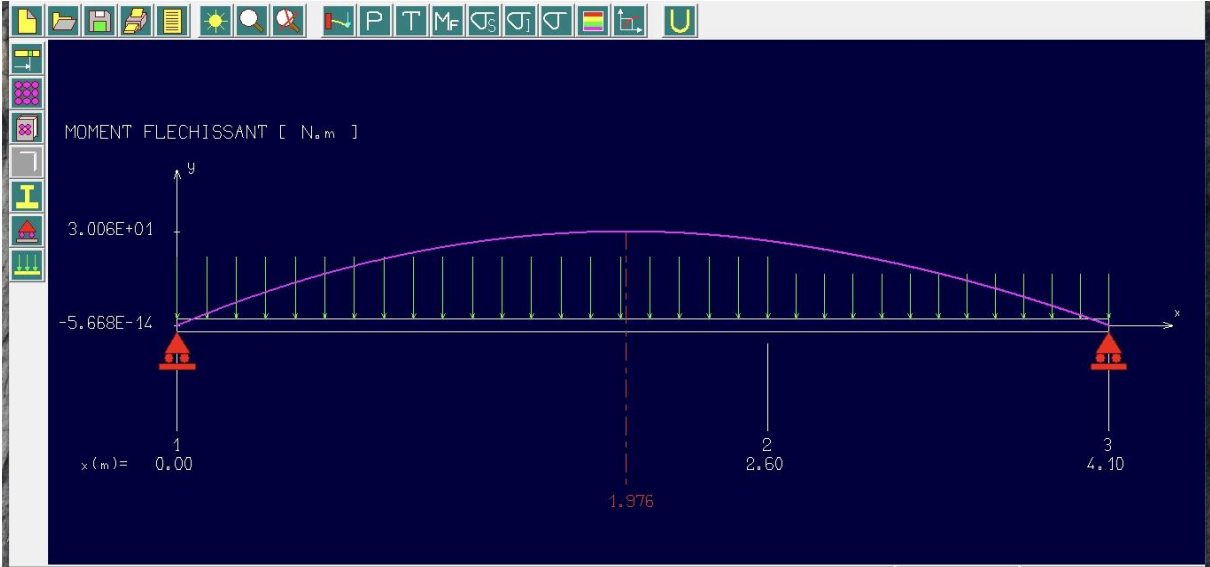
$$q_{ser} = 797 * 1,00 = 797 \text{ daN/ml.}$$

Calcul des moments fléchissant des efforts tranchants:

E.L.U :

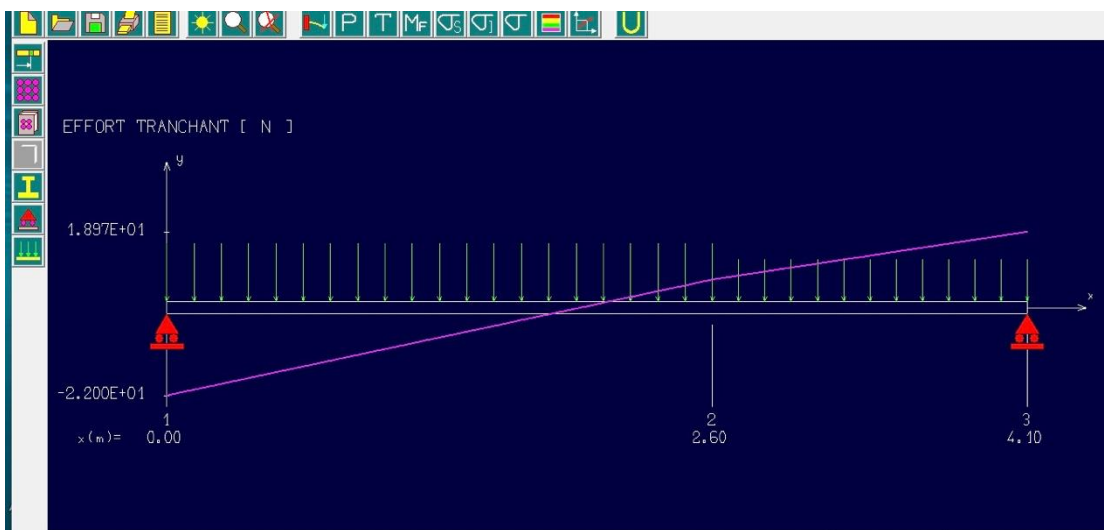
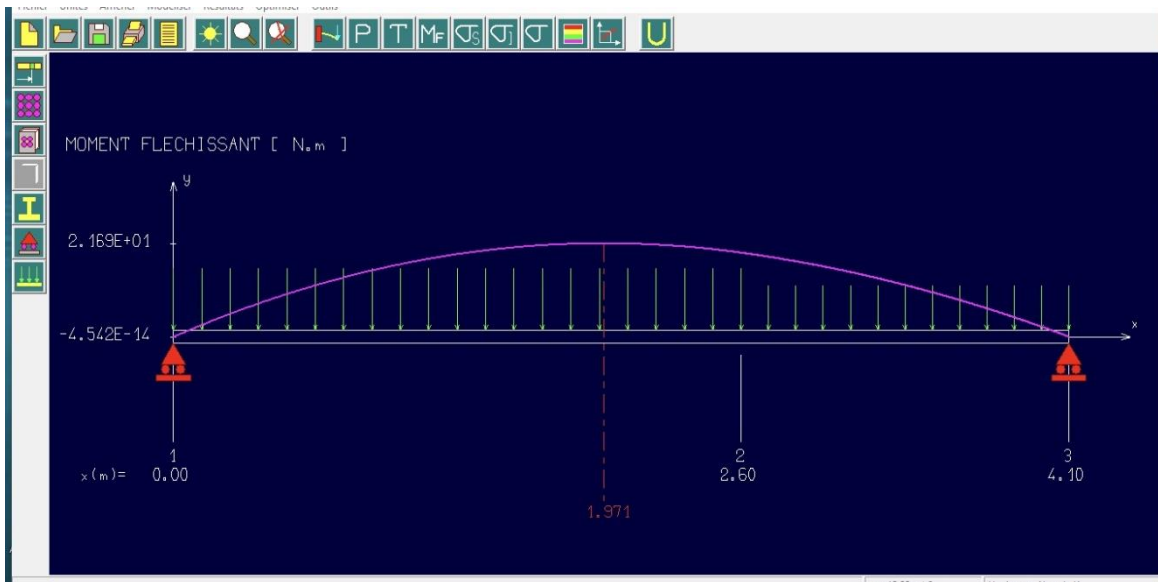
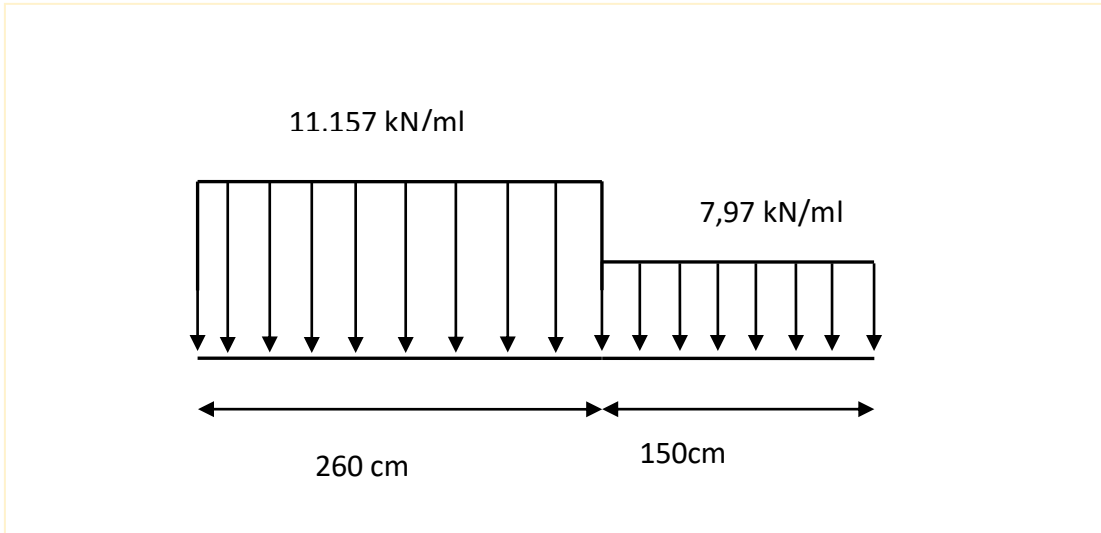


CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux



E.L.S :

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux



Calcul de ferrillage :

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

	Moments (kN.m)	Effort tranchant (kN)
ELU	30,06	-30,47
ELS	21,69	-22

$$M_t = 0,85M_{Max}$$

$$M_a = -0,3M_{Max}$$

En travée :

E.L.U :

$$M_t^u = 25,55 \text{ kN.m}$$

Vérifications de l'existence de des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25551}{14,2 \cdot 100 \cdot 14,4^2} = 0,089$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0,186 \longrightarrow \text{pivot A} \longrightarrow \text{A n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \implies \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

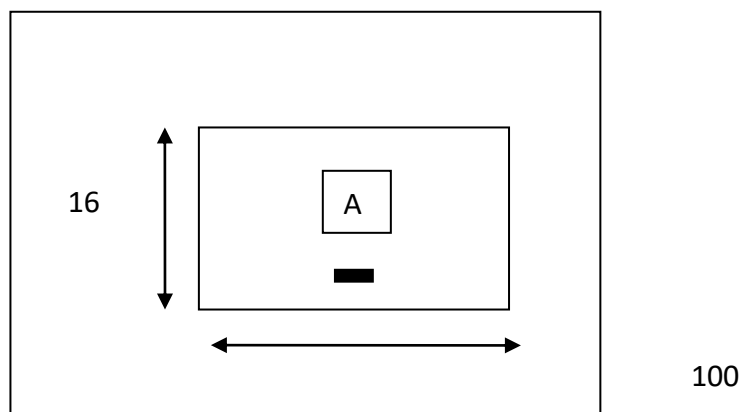
$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,089})$$

$$\alpha = 0,116$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,953$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{25551}{348 \cdot 0,95 \cdot 14,4} = 5,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 * b * h = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_U = \max(A_U ; A_{\min}) = A_U = 5,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$6 \text{ T } 12 \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 16,66 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } 4\text{T}8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

E.L.S :

$$M_{\text{ser}}^t = 18,43 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Longrightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 * f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{25551}{18436} = 1,38$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,14$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_b$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucun vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Les armature calculées à ELU seront convient}$$

En appuis :

E.L.U :

$$M_u^a = 9,14 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{9141}{14,2 * 100 * (14,4)^2} = 0,031$$

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

$$\mu = 0,031 < \mu_{AB} = 0,186 \implies A \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,98$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_{au}}{\sigma_s * \beta * d_x} = \frac{9141}{348 * 0,98 * 14,4} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,0008 * b * h = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) = A_t = 1,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$4T8 / \text{ml} \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \implies e = 25 \text{ cm})$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } 2T8 \longrightarrow A = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS :

$$M_a^s = 6,6 \text{ kN.m}$$

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

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{25551}{18436} = 1,38$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,049$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_s = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

} les armatures calculées à ELU seront convients.

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

Aucune vérification pour σ_s

Vérification de la condition de cisaillement :

$$\tau u < \bar{\tau} u ; T_{\max} = 30,47 \text{ KN}$$

$$\tau u = \frac{T_{\max}}{b*d} = \frac{30470}{100*14,4*100} \longrightarrow \tau u = 0,21$$

$$\bar{\tau} u = 0,05*f_{c28} = 0,05*25 \longrightarrow \bar{\tau} u = 1,25$$

$\tau u < \bar{\tau} u \longrightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Tableau IV.2: ferrailage d'escalier.

	Moment		Ferrailage			
	Mt (kN/m)	Ma (kN/m)	En travée	Armatures de répartition	En appuis	Armature de répartition
Sous-sol	24,48	-8,64	6T12	4T8	4T8	2T8
RDC	29,155	-10,29	6T12	4T8	4T8	2T8
Etage courant	25,55	-9,14	7 T12	4T10	4T8	2T8

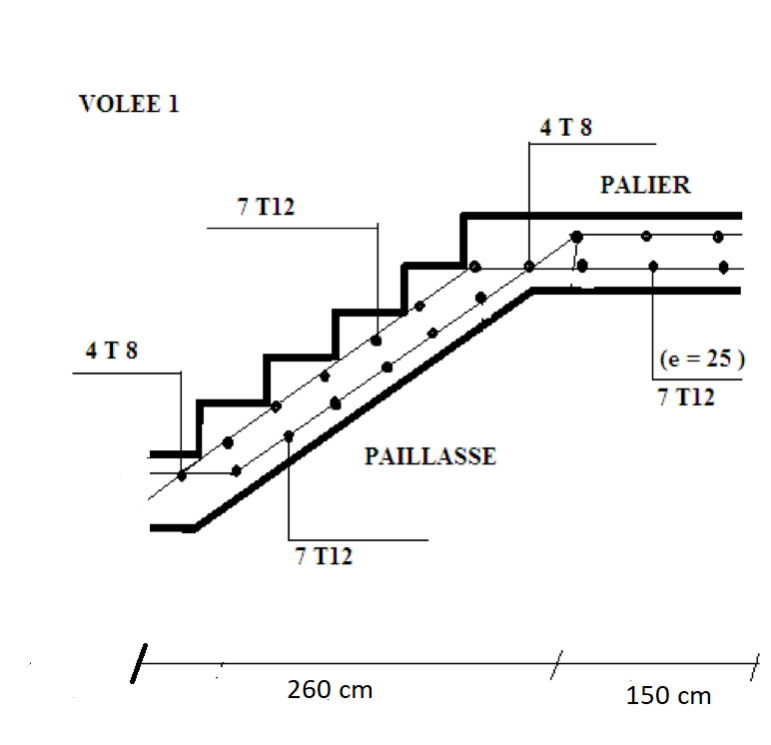
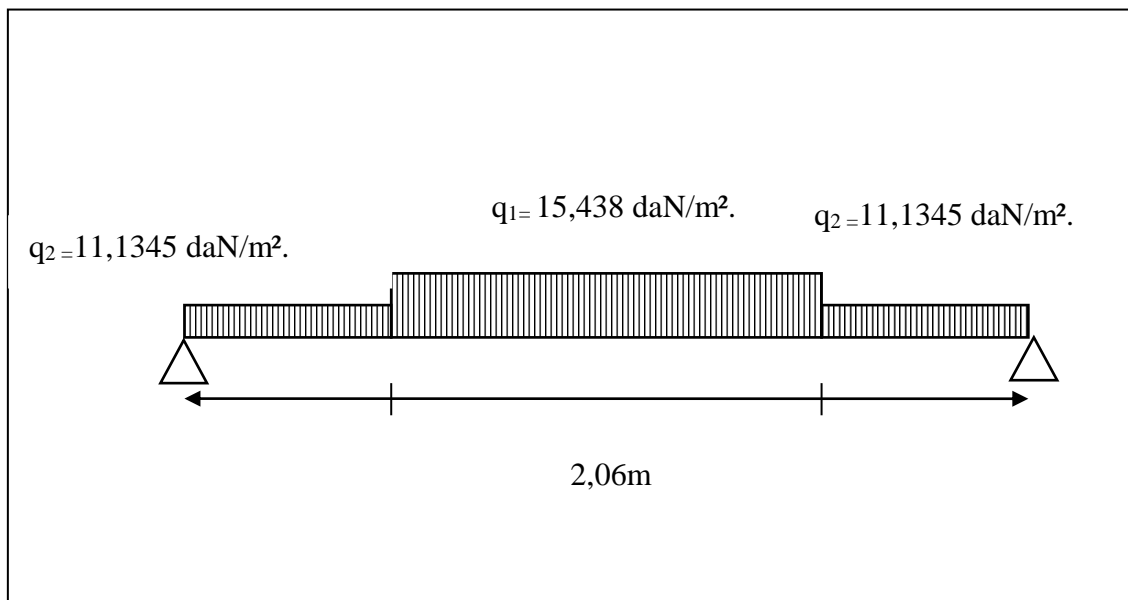


Figure VI .4. Dessin de ferrailage

La poutre palière :



g : le poids propre de la poutre palière.

q : réaction d'appuis des deux escaliers.

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

La hauteur de la poutre doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$\frac{400}{15} < h > \frac{400}{10}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Vérification de conditions imposées par le RPA99 (version 2003)

$$\left. \begin{array}{l} h = 35 > 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{H}{b} = 1.17 < 4 \end{array} \right\} \text{ condition vérifiées.}$$

Donc : la section de la poutre palière est : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,35 \times 0,3 \times 25 \Rightarrow g_p = 262 \text{ daN/ml}$$

• Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow g_{\text{mur}} = (130 + 90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 274 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage : } h_e = \frac{3,06}{2} - 0,20 = 1,33 \text{ m} \Rightarrow g'_{\text{mur}} = 274 \times 1,33 = 364,42 \text{ daN/ml}$$

Réaction de la volée et du palier :

$$R_B = 2637,28 \text{ daN/ml}$$

Combinaison fondamentales :

ELU :

$$q_u = 1,35(g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B \Rightarrow q_u = 1,35(262 + 364,42) + 2637,28$$

$$q_u = 3482,947 \text{ daN/ml}$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = (g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B \Rightarrow q_{\text{ser}} = (262 + 364,42) + 2637,28$$

$$q_{\text{ser}} = 3263,7 \text{ daN/ml}$$

Diagramme des moments fléchissant :

ELU :

$$M_U = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{3482,947 \times 4}{8} = 6965,89 \text{ daN.m}$$

Entravée:

$$M_u^t = 0,8 \times M_U = 5572,712 \text{ daN/m}$$

En appuis :

$$M_u^a = -0,2 \times M_U = -1393,17 \text{ daN/m}$$

ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{3263,7 \times 4}{8} = 6527,4 \text{ daN.m}$$

Entravée:

$$M_{ser}^t = 0,8 \times M_{ser} = 5221,92 \text{ daN/m}$$

En appuis :

$$M_{ser}^a = -0,2 \times M_{ser} = -1305,48 \text{ daN/m}$$

	Mt (daN.m)	Ma (daN.m)
ELU	5572,712	- 1393,17
ELS	5221,92	-1305,48

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

En travée :

E.L.U :

$$M_t = 55,7271 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vérifications de l'existence de des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55727,12}{14,2 \cdot 30 \cdot 31,5^2} = 0,132$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0,392 \longrightarrow \text{pivot A} \quad \text{---} \text{A} \text{---} \text{exist pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \iff \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

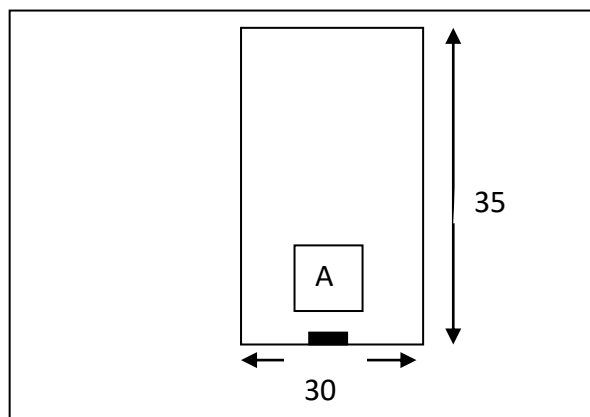
$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,132})$$

$$\alpha = 0,177$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,177$$

$$\beta = 0,929$$

Détermination des armatures :



$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{55727,12}{348 \cdot 0,929 \cdot 31,5}$$

$$A = 5,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 31,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_U = \max(A_U ; A_{\min}) = A_U = 5,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

$$6 \text{ T } 12 \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

E.L.S :

$$M_{\text{ser}}^t = 52,2192 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Longrightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 * f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{55,7271}{52,2192} = 1,06$$

$$\frac{1,06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28 > \alpha = 0,25$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_b$$

Fissuration peu nuisible

(Aucun vérification pour σ_s)

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucun vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Les armature calculées à ELU seront convient}$$

En appuis :

E.L.U :

$$M_u^a = 13,9317 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{13931,7}{14,2 * 30 * (31,5)^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_{AB} = 0,392 \Longrightarrow A \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,983$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_{au}}{\sigma_s * \beta * d * x} = \frac{13931,7}{348 * 0,983 * 31,5} = 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 30 * 31,5 * \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) = A_t = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$3T12 / \text{ml} \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

ELS :

$$M_a^s = 13,0548 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ Flexion simple} \\ - \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ - \text{ Acier FeE400} \\ - \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{55,7271}{52,2192} = 1,06 \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \epsilon_b \approx 0,6 * f_{c28}$$

$$\frac{1,06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28 > \alpha = 0,058$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_s = 15 \text{ Mpa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ (\text{Aucune vérification pour } \sigma_s.) \end{array} \right\} \text{ les armatures calculées à ELU seront convientes.}$$

Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_{\max} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{34829,47 \times 4}{2} = 6965,89 \text{ daN / ml}$$

$$T_u = \frac{T_{\max}}{b*d} = \frac{34829,47}{30*14,4*31,5} \longrightarrow T_u = 2,56$$

Fissuration peut être nuisible

$$T_u = 0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 3,33 \longrightarrow T_u = 3,33$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (1 ; 1 ; 3)$$

On prend $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

$$2\Phi_t \longrightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

Calcul d'espacement des armatures transversales :

$$1) \delta_{t1} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t1} \leq \min (0,9 * 31,5 ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t1} \leq \min (28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t1} = 28,35$$

$$2) \delta_{t1} \leq \left(\frac{A_t * 0,8 * f_e * (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 * (T_u - 0,3 * F_t / 28)} \right) = \frac{1 * 0,8 * 235 * 1}{30 * (2,56 - 0,3 * 2,1)} = 32,4 \text{ cm}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$3) \delta_{t1} \leq \left(\frac{A_t * f_e}{b_0 * (T_u - 0,3 * F_t / 28)} \right) = \frac{1 * 235}{30 * (0,25 - 0,3 * 2,1)} = 40,6 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3})$$

$$\delta_t = (28,35 ; 32,4 ; 40,6) \text{ cm} \quad \delta_t = 28,35 \text{ cm.}$$

Armatures minimales:

$$A_{\min} = \frac{0,4 * e * \delta_t}{f} = 0,24 \text{ cm}^2$$

Donc: On adopte $\delta_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$\delta_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

IV.4. L'acrotère :

IV.4.1. Introduction

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, elle est assimilée une console encastrée dans le plancher par son poids et charge du à la main courant.

Le rôle de l'acrotère :

-empêche l'écoulement de l'eau.

-a un aspect esthétique.

-Protection des personnes.

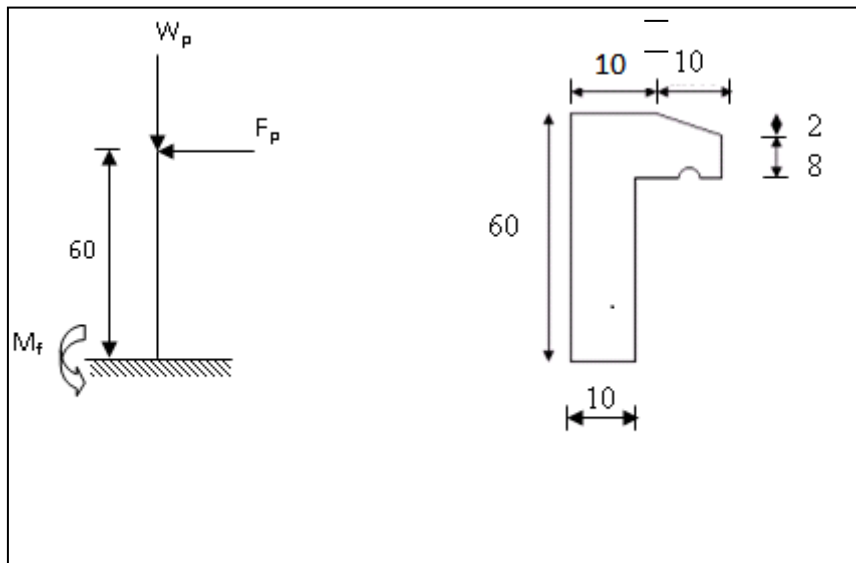


Figure VI.5. Schéma statique de l'acrotère.

IV.2.1. Détermination des sollicitations :

Selon le RPA99/version 2003 :

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

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de la zone ;
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;

Elément en console $C_p = 0,8$

- W_p : Poids de l'élément considéré
- F_p : Force statique équivalente horizontale.

* L'ouvrage est implanté à Mostaganem \longrightarrow Zone IIa

* Ouvrage courant ou à moyenne importance \longrightarrow Groupe 2

} Donc : A = 0,15

a) Surface de l'acrotère :

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

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

b) Le poids propre de l'élément W_p :

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

$$W_p = V * \rho$$

$$W_p = 25 * 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

Donc :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 1,725 = 0,828 \text{ KN} < 1 \text{ kN}$$

IV.2.2. Effort normal et moment fléchissant :

$$M = F_p * \frac{L}{2} \longrightarrow = 0,828 * \frac{0,6}{2} \quad M = 0,248 \text{ kN/ml}$$

$$N = W_p \quad N = 1,725 \text{ kN/ml} \longrightarrow$$

IV.2.3. Calcul des armatures :

Le ferrailage sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1mètre.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,248}{1,725} = 0,144 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

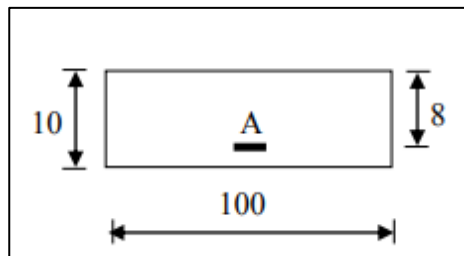


Figure IV.6. Section de calcul.

$$e = 14 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

→ L'effort normal est un effort de compression qui se trouve à l'extérieur de la section, qui veut dire que la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 1,725 * \left(0,144 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \longrightarrow M = 0,3001 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

E.L.U :

$$\mu = \frac{M}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{300,1}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,0033$$

$$\mu = 0,0033 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = \mathbf{0,0041}$$

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

Détermination des armatures :

$$A1 = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{300,1}{348 * 0,998 * 8}$$

$$A1 = 0,108 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sollicitation réelle :

$$A = A1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0,107 - \frac{1,725}{100 \times 348} = 0,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b + d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 8 * \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Choix des armatures :

$$4\text{T8} / \text{ml} \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{T8} \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$\frac{A_u}{4} \frac{0,96}{4} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$1\text{T8} / \text{ml} \longrightarrow A = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{T8} \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

$$T_u^{\max} = F_p = 0,828 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{882}{100 \times 8 \times 100} = 0,010 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left(0,5 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (8,33; 5) \text{ MPa} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,010 \text{ MPa} < \tau_u^- = 5 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Détermination des sollicitations :

Effort normal et moment fléchissant :

E.L.U:

$$M_u = 1,5 F_p \cdot L = 1,5 \cdot 0,828 \cdot 0,6 \quad \rightarrow \quad M_u = 0,745 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 1,35 \cdot W_p \cdot L = 1,35 \cdot 1,725 \cdot 0,6 \quad \rightarrow \quad N_u = 1,397 \text{ KN/m}$$

E.L.S:

$$M_{\text{ser}} = F_p \cdot L = 0,828 \cdot 0,6 \quad \rightarrow \quad M_{\text{ser}} = 0,496 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{ser}} = W_p = 1,725 \quad \rightarrow \quad N_{\text{ser}} = 1,725 \text{ KN/m}$$

Calcul des armatures :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,745}{1,397} = 0,533 \text{ m} \quad \rightarrow \quad e = 53 \text{ cm}$$

$$e = 53 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

→ L'effort normal est un effort de compression qui se trouve à l'extérieur de la section, qui veut dire que la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul se fait à la flexion simple.

$$M = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 1,397 \cdot \left(0,53 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \quad \rightarrow \quad M = 0,782 \text{ kN.m}$$

Verificación de l'existence de A':

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{782}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0,0086$$

$$\mu = 0,0086 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow N' \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,010$$

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

$$\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,96$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{782}{348 * 0,96 * 8}$$

$$A_1 = 0,292 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} = 0,292 - \frac{1,397}{100 * 348} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 8 * \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Choix des armatures :

$$4T8 / \text{ml} \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

E.L.S :

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,496}{1,725} = 0,287 \text{ m} \longrightarrow e = 28,7 \text{ cm}$$

$e = \frac{h}{2}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section alors la section de calcul est une section partiellement comprimé.

Vérification des contraintes :

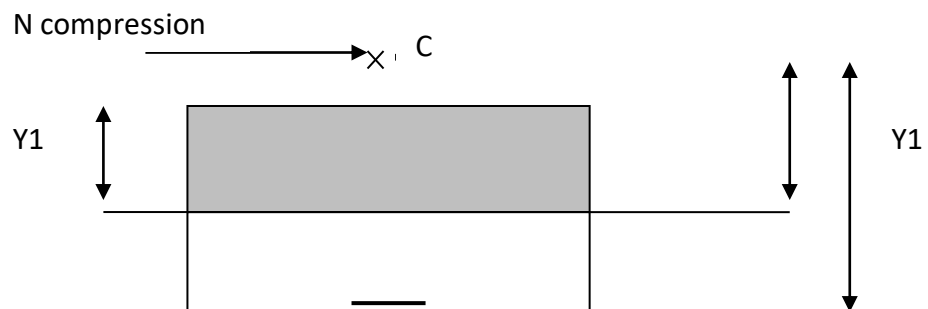


Figure VI .7. Position de centre de pression.

C : Centre de pression (point d'application) ;

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

c : La distance du point C à l'arête la plus comprimée et

y_2 : La distance du point C à l'axe neutre $y_2 = y_1 + c$

N est un effort de compression $y_2 > 0$.

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

Calcul des contraintes :

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

$$c = e + \frac{h}{2} = 28,7 + \frac{10}{2} = 33,7 \text{ cm}$$

$$P = -3 * (33,7)^2 + \frac{90 * (2,01)}{100} * (9 - 33,7)$$

$$P = -3451,75$$

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

$$q = -2 * (33,7)^3 - \frac{90(20,1)}{100} (9 - 33,7)^2$$

$$q = -75441,85$$

y_2 est la solution de l'équation $y_2^3 + p * y_2 + q = 0$

$$y_2^3 + 3451,75 * y_2 + 75441,85 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} * p^3 = (-75441,85)^2 + 4 * \frac{(-3451,75)^3}{27}$$

$$\Delta \rightarrow -4,01 * 10^8 < 0$$

$$\rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-3/p} = \frac{3 * (-75441,85)}{2 * (-3451,75)} \sqrt{-3/3451,75}$$

$$\cos \varphi = 0,96 \quad \rightarrow \quad \varphi = 18,06^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{3451,75}{3}} \rightarrow a = 67,84$$

$$y_2 - 1 = a * \cos(\varphi/3) = 67,84 * \cos(18,06/3) = 67,53 \text{ cm} > 0$$

$$y_2 - 2 = a * \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -26,96 \text{ cm}$$

$$y_2 - 3 = a * \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = -50,87 \text{ cm}$$

$0 < y_1 = y_2 + c = 6,74 < h = 10 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$$D'où : \quad y_1 = 6,74 \text{ cm}$$

CHAPITRE IV : Etudes des éléments non structuraux

Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot (y_1)^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (6,74)^2}{2} - 15 \times 2,01 \times (9 - 6,74) = 2203,24 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1725}{100 \times 2203,24} = 0,0078$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,0078 \times 6,74 = 0,052 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,0078 \cdot (9 - 6,74) = 0,26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est peu nuisible :

→ Aucune vérification pour σ_s .

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

} les armatures calculées à ELU convient pour ELS

Vérification des contraintes de cisaillements :

$$T_{\text{max}_u} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 0,828$$

$$T_{\text{max}_u} = 1,242 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \cdot d} = \frac{1242}{100 \cdot 9 \cdot 100} = 0,013 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,5 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (8,33 ; 5) \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} → les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.2.5. Dessin de ferrailage :

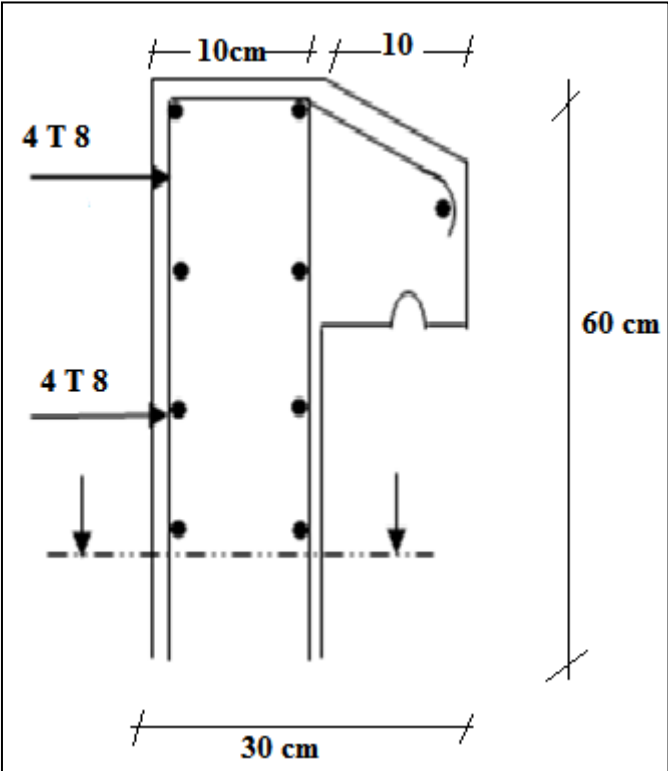


Figure IV.8. Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre v :

Étude Sismique

V. Étude Sismique :

Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques, qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

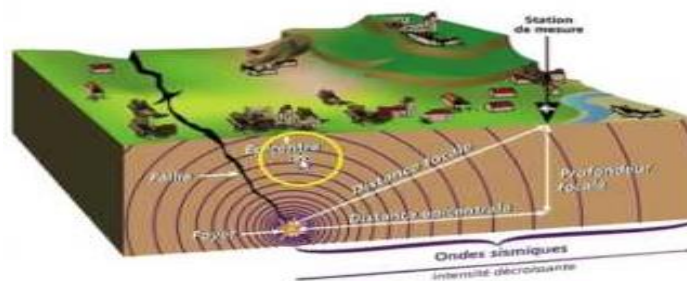


Figure V.1: Propagation du séisme.

Vue que notre projet est situé dans une zone de sismicité moyenne, cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure, qui 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.

Méthodes de calcul sismique :

Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 propose trois méthodes de calcul des sollicitations qui sont :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Choix de la méthode :

Calculer Dans notre cas, nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale pour calculer les différents paramètres de la réponse, vu que l'analyse statique équivalente n'est pas permise. Toutefois, cette dernière sera utilisée pour vérifier l'effort tranchant à la base.

CHAPITRE V :Etude sismique

Critères nécessaires pour un bon comportement sismique :

- **Choix des matériaux**

Les matériaux ayant une capacité de déformation suffisante avant d'atteindre la rupture c'est-à-dire dissiper une bonne partie de l'énergie induite par le séisme. Pour notre ouvrage le matériau utilisé est le béton armé qui offre un bon comportement Sismique.

- **Choix de la structure**

Dans le cas d'irrégularité en plan d'un bâtiment, cet inconvénient peut être résolu en introduisant des joints sismiques.

- **Choix du site**

La réalisation de l'ouvrage se fera sur un sol ferme d'après le rapport géotechnique.

Description du logiciel Robot Structural 2014 :

Robot Structural Analysais 2014 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.

Robot Structural Analysais 2014 offre un certain avantage par rapport aux 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, voile...).

Nous avons fait appel au logiciel « Robot Structural 2014 » pour déterminer :

- ✓ Les périodes propres.
- ✓ Les coefficients de participation modale.
- ✓ Les déplacements des planchers.
- ✓ Les forces sismiques.
- ✓ Les sollicitations.

Modélisation :

Pour notre structure régulière en plan mène à un phénomène de torsion, et comportant des planchers rigides, alors elle doit être représentée par un modèle tridimensionnel, encastre a

CHAPITRE V :Etude sismique

la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravite des planchers avec 03 DDL (02 translations horizontales et 01 rotation verticale) .

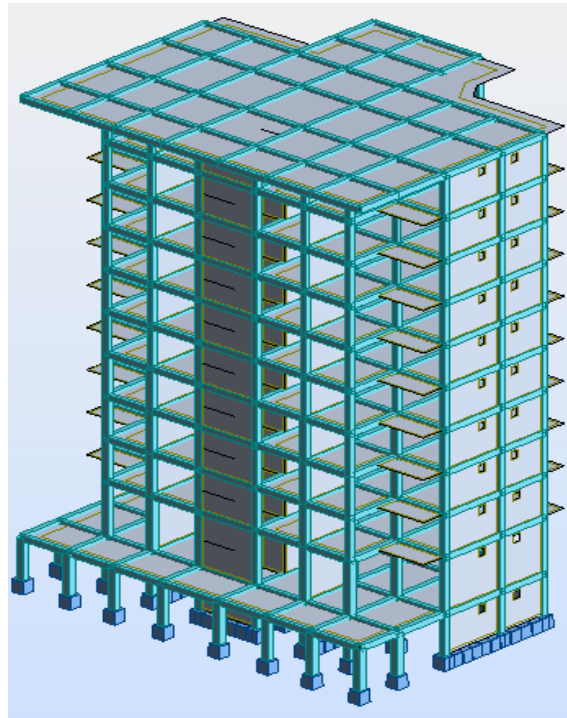


Figure V.2 : La modélisation de la structure.

Dispositions des voiles :

Après plusieurs essais de dispositions, et de modification d'épaisseur des voiles ; on a retenu la disposition représentée ci-dessous Cette disposition nous a permis de répondre favorablement aux conditions du règlement RPA99/2003.

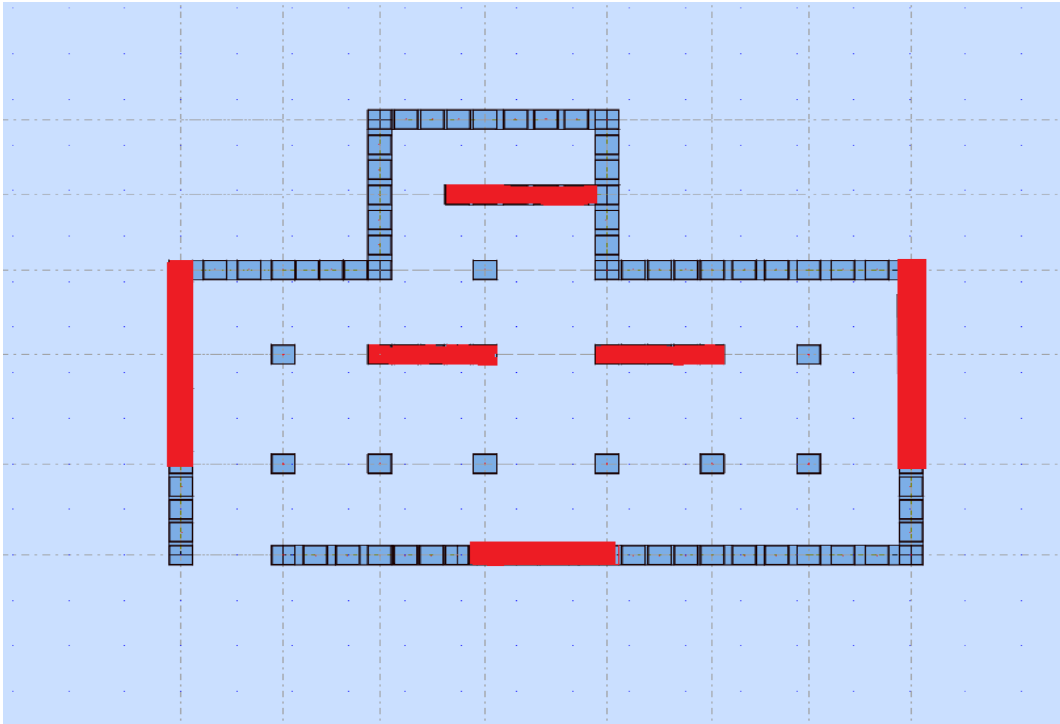


Figure V.3 : Disposition des voiles.

Vérifications réglementaires :

La résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{RPA99/version2003 (art 4, 2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

CHAPITRE V :Etude sismique

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

La formule empirique donnée par RPA99/version2003 est la suivante :

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

Avec :

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

	Critère
P1	Condition minimale sur les files de contreventement
P2	Redondance en plan
P3	Régularité en plan
P4	Régularité en élévation
P5	Contrôle de la qualité des matériaux
P6	Contrôle de la qualité de l'exécution

Facteur de qualité Q		
	P_{qx}	P_{qy}
1	0	0
2	0,05	0,05
3	0	0
4	0	0
5	0,05	0,05
6	0,05	0,05
	0,15	0,15
1+somme Pq	Q_x	Q_y
	1,15	1,15

Tableau V.1 :facteur de qualité Q

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

CHAPITRE V : Etude sismique

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.2 : Coefficients d'accélération de zone A

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIa donc :

$$A = 0,15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.3 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend :

$$\xi = 7 \%$$

CHAPITRE V :Etude sismique

D'où $\eta = 0,882 > 0,7$

Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
 - Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Remarque :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents choques extérieurs.

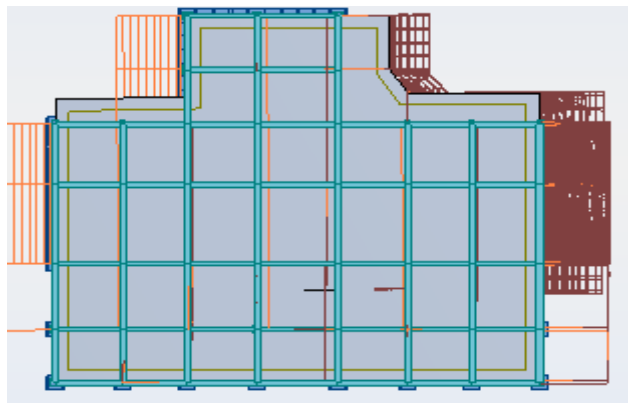


Figure V.5 : déformé de mode 1 : translation selon X

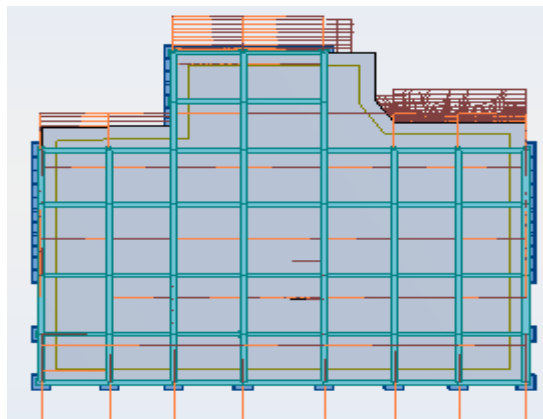


Figure V.6 : déformé de mode 2 : translation selon Y

CHAPITRE V :Etude sismique

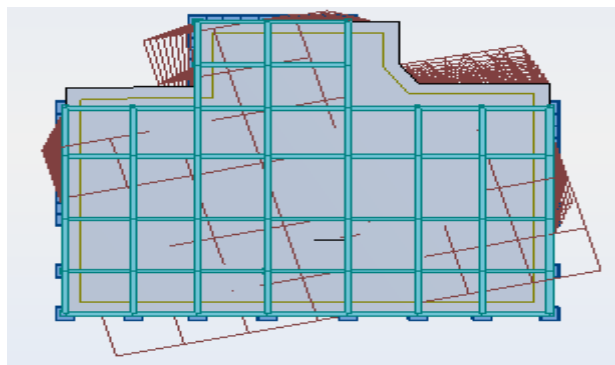


Figure V.7 : déformé de mode 3 : torsion

Résultats de calcul :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. [Article 5.2.4.de RPA99/v2003].

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure [Article 4.3.4. de RPA99/v2003].

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
6/1	0,99	64,88	0,00	64,88	0,00	4850,49	4850,49
6/2	0,64	64,88	62,97	0,00	62,96	4850,49	4850,49
6/3	0,51	64,89	62,97	0,01	0,00	4850,49	4850,49
6/4	0,26	79,29	62,97	14,40	0,00	4850,49	4850,49
6/5	0,14	79,29	81,70	0,00	18,73	4850,49	4850,49
6/6	0,12	84,77	81,70	5,48	0,00	4850,49	4850,49
6/7	0,11	84,77	81,70	0,00	0,00	4850,49	4850,49
6/8	0,07	87,44	81,70	2,66	0,00	4850,49	4850,49
6/9	0,06	87,44	88,02	0,00	6,31	4850,49	4850,49
6/10	0,05	88,85	88,02	1,41	0,00	4850,49	4850,49
6/11	0,05	88,98	88,02	0,13	0,00	4850,49	4850,49
6/12	0,05	89,00	88,02	0,02	0,00	4850,49	4850,49
6/13	0,05	89,02	88,02	0,03	0,00	4850,49	4850,49
6/14	0,05	89,05	88,02	0,03	0,00	4850,49	4850,49
6/15	0,05	89,06	88,02	0,00	0,00	4850,49	4850,49
6/16	0,05	89,06	88,02	0,00	0,00	4850,49	4850,49
6/17	0,05	89,06	88,03	0,00	0,01	4850,49	4850,49
6/18	0,05	89,06	88,03	0,00	0,00	4850,49	4850,49

CHAPITRE V :Etude sismique

6/19	0,05	89,07	88,03	0,01	0,00	4850,49	4850,49
6/20	0,05	89,07	88,03	0,00	0,00	4850,49	4850,49
6/21	0,04	89,08	88,03	0,01	0,00	4850,49	4850,49
6/22	0,04	89,09	88,03	0,01	0,00	4850,49	4850,49
6/23	0,04	89,09	88,03	0,00	0,00	4850,49	4850,49
6/24	0,04	89,14	88,03	0,05	0,00	4850,49	4850,49
6/25	0,04	89,15	88,04	0,01	0,00	4850,49	4850,49
6/26	0,04	89,77	88,04	0,62	0,00	4850,49	4850,49
6/27	0,04	89,82	88,04	0,05	0,01	4850,49	4850,49
6/28	0,04	89,91	88,04	0,09	0,00	4850,49	4850,49
6/29	0,04	89,95	88,05	0,04	0,00	4850,49	4850,49
6/30	0,04	89,97	88,13	0,02	0,09	4850,49	4850,49
6/31	0,04	89,97	88,14	0,00	0,01	4850,49	4850,49
6/32	0,04	90,07	88,17	0,11	0,03	4850,49	4850,49
6/33	0,04	90,08	90,89	0,01	2,72	4850,49	4850,49
6/34	0,04	90,08	91,21	0,00	0,32	4850,49	4850,49
6/35	0,04	90,19	91,21	0,11	0,00	4850,49	4850,49
6/36	0,04	90,19	91,21	0,00	0,00	4850,49	4850,49
6/37	0,04	90,19	91,21	0,00	0,00	4850,49	4850,49
6/38	0,04	90,20	91,21	0,01	0,00	4850,49	4850,49
6/39	0,04	90,73	91,21	0,53	0,00	4850,49	4850,49
6/40	0,04	90,74	91,21	0,02	0,00	4850,49	4850,49

Tableau V.4 :Période et facteurs de participation massique du modèle final

Vérification :

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 32^{ème} mode pour UX.
- Le premier mode et deuxième mode sont des modes de translation (respectivement parallèlement à X-X et à Y-Y).
- Le troisième mode est mode de torsion.

Estimation de la période fondamentale (T):

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique est donnée par le RPA 99/V2003 :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \quad (4-6)$$

Avec : h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 34.62 \text{ m}$.

CHAPITRE V :Etude sismique

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA 99/V2003.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en	0,075
2	maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	
4	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau V.5 : Coefficient C_T

- $C_T=0.05$
- $h_N= 34.62$ m
- $T=0.71$ s

$$T = 0,05 \times (34.62)^{3/4} = 0.71 \text{ s}$$

La période empirique à considérer = $T=0.71$ s

- $1.3 \cdot T$ empirique = 0.92 s

Dans notre cas on peut également utiliser la formule donnée par le RPA 99/V2003 :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{d}$$

d : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Sens transversal : $d_x = 24.19$ m $\Rightarrow T_x = 0,09 \times 34.62 / (26.4)^{0.5} = 0.6$ s

$\Rightarrow 1.3 \cdot T_x = 0.79$ s

- Sens longitudinal : $d_y = 21.94$ m $\Rightarrow T_y = 0,09 \times 34.62 / (19.5)^{0.5} = 0.7$ s

$\Rightarrow 1.3 \cdot T_y = 0.91$ s

D'après le RPA 99/v2003, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules précédentes.

CHAPITRE V :Etude sismique

T robot :

Cas/Mode	Période [sec]
6/ 1	0,99
6/ 2	0,64

$$T = \min \{ C_T \cdot h_N^{3/4} ; T_{\text{robot}} ; 0,09 \cdot h_n / \sqrt{D} \}$$

Alors on prend $T_x=0.79$ set $T_y=0.64$ s.

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a : } T_2 \leq T_x \leq 3s \\ T_2 \leq T_x \leq 3s \end{array} \right\} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

- Sens longitudinal : $D_x = 2,5 \eta (0.5/0.79)^{2/3}$
 $\Rightarrow D_x = 1.40$

- Sens transversal : $D_y = 2,5 \eta (0.5/0.64)^{2/3}$
 $\Rightarrow D_y = 1.61$

- **W : Poids total de la structure :**

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

• W_{Qi} : Charges d'exploitation

• β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. **$\beta=0,20$**

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$:

A partir du logiciel ROBOT le poids total de la structure est : $W_t = 47567,09\text{KN}$

CHAPITRE V :Etude sismique

Pds total de la structure (W)				
P _p (KN)	G (KN)	β	Q (KN)	W (KN)
24906,28	21137,31	0,20	7617,48	47567,09

1-pp		
0.00	-0.00	24906.28
0.00	-0.00	24906.28
0.00	0.00	-24906.28
0.00	-0.00	-0.00
2.76878e-006	5.17801e-016	
2-G		
0.00	0.00	21137.31
0.00	0.00	21137.31
0.0	0.00	-21137.31
0.00	0.00	-0.00

CHAPITRE V :Etude sismique

1.7221e-006	1.23365e-015	
3 - Q		
0.00	0.00	7617.48
0.00	0.00	7617.48
0.00	0.00	-7617.48
0.0	0.0	-0.00
2.22403e-006	4.1138e-015	

Résumé des résultats :

Paramètres	Résultats
A	0.15
T _{lon}	0.79
T _{tr}	0.64
Q	1.15
R	3.5
W	47567,09
D _{lon}	1.40
D _{tr}	1.61
η	0.882

Vérification la force sismique :

La résultante des forces sismique a la base obtenue par la méthode de l'analyse modale $V_{\text{dynamique}}$ ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{statique}

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

On a la force sismique donnée par la méthode dynamique :

Cas	7-EX
Mode CQC	

CHAPITRE V :Etude sismique

Somme totale	5158,63	2477,67
Somme réactions	2877,26	34,54
Somme efforts	2877,25	34,50
Vérification	5754,51	69,04
Précision	2,13200e-001	2,08488e-001
Cas	8-EY	
Mode CQC		
Somme totale	1527,28	4220,58
Somme réactions	34,48	3722,48
Somme efforts	34,49	3722,42
Vérification	68,97	7444,91
Précision	2,13200e-001	2,08488e-001

	V_{Stat} (KN)	0,8V_{Stat}	V_{dyn} (KN)	V_{Dyn}>0,8V_{Stat}	α=0,8V_{st}/V_{dyn}
Sens X	3288,22	2630,58	2877,26	OK	/
Sens Y	3778,46	3022,77	3722,48	OK	/

Les déplacements latéraux inter- étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$ où h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \text{ et } \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k). Avec :

δ_{ex}^k : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

CHAPITRE V : Etude sismique

h _k (cm)	δ _{ek} (cm)		Δ _{k adm} = 1%h _e (cm)	Δ _k <Δ _{k adm}	
	XX	YY		XX	YY
280	0,1	0,1	2,8	CV	CV
390	0,8	0,4	3,90	CV	CV
306	0,8	0,4	3,06	CV	CV
306	1,0	0,5	3,06	CV	CV
306	1,1	0,6	3,06	CV	CV
306	1,1	0,6	3,06	CV	CV
306	1,1	0,7	3,06	CV	CV
306	1,1	0,7	3,06	CV	CV
306	1,1	0,7	3,06	CV	CV
306	1,0	0,7	3,06	CV	CV
306	0,9	0,7	3,06	CV	CV

Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k, \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA 99 version 2003}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » ,

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E)

h_k : hauteur de l'étage « k ».

➔ Sens longitudinal :

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-47567,09	0,1	2877,25	2,8	0,005510712	OK
2	-40995,83	0,8	2847,25	3,90	0,028232147	OK
3	-36713,5	0,8	2753,43	3,06	0,034859432	OK
4	-32728,01	1	2623,27	3,06	0,040771358	OK
5	-28742,73	1,1	2459,68	3,06	0,042006903	OK
6	-24791,74	1,1	2270,74	3,06	0,039247397	OK
7	-20889,4	1,1	2058,86	3,06	0,036472909	OK

CHAPITRE V : Etude sismique

8	-16987,06	1,1	1819,25	3,06	0,033565807	OK
9	-13114,98	1,1	1544,79	3,06	0,03051894	OK
10	-9285,83	1	1219,94	3,06	0,024874871	OK
11	-5460,97	0,9	808,52	3,06	0,019865528	OK

Tableau : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal

➔ Sens transversale :

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-47567,09	0,1	3722,42	2,8	0,004259513	OK
2	-40995,83	0,4	3669,39	3,90	0,010953317	OK
3	-36713,5	0,4	3551,48	3,06	0,0135131	OK
4	-32728,01	0,5	3396,73	3,06	0,015743712	OK
5	-28742,73	0,6	3203,5	3,06	0,017592725	OK
6	-24791,74	0,6	2971,15	3,06	0,016361091	OK
7	-20889,4	0,7	2702,27	3,06	0,017683729	OK
8	-16987,06	0,7	2387,41	3,06	0,016276755	OK
9	-13114,98	0,7	2019,53	3,06	0,014855728	OK
10	-9285,83	0,7	1585,41	3,06	0,013398487	OK
11	-5460,97	0,7	1037,38	3,06	0,012042275	OK

Tableau : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversale

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul de éléments structuraux.

Tableau : Vérification des efforts réduits dans les poteaux de la structure

Vérification de renversement de bâtiment :

V_x^{dyn} (KN)	2877,26
V_y^{dyn} (KN)	3722,48
H (m)	34,62
L_x (m)	26,4
L_y (m)	19,5
G_T (KN)	21137,31

Vérification du renversement suivant X

$M_R = (2/3) H V_x^{dyn}$ (KNm)	66407,1608
$M_S = 0,8 G (L_x/2)$ (KNm)	223209,9936
$M_S / M_R > 1,5$	Le bâtiment est stable suivant X

CHAPITRE V :Etude sismique

Vérification du renversement suivant Y

$M_R = (2/3) H V_y^{dyn} (KNm)$	85914,8384
$M_S = 0,8 G (L_y/2) (KNm)$	164871,018
$M_S / M_R > 1,5$	Le bâtiment est stable suivant X

Conclusion :

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-delta).

Chapitre VI :

ETUD LES ELEMENTS STRUCTURAU

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTUREUX :

Généralités :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

Combinaison d'action :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limites

Les combinaisons d'actions de l'RPA à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

* ELU

* $G+Q\pm 1.2E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par des composantes horizontales

Les combinaisons de BAEL 91 :

Les combinaisons données par le BAEL 91 sont :

1/ a l'ELU :

$1.35G + 1.5 Q$

2/ a l'ELS :

$G + Q$

Les sollicitations M, N et T dans les poteaux, les poutres et les voiles sont données par le logiciel

ROBOT STRUCTURALE ANALYSAIS

CHAPITRE VI :Etudedes éléments structuraux

Recommandation du RPA99/2003 :

D'après le RPA99 (article 7.4.2)

Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.6 % (zone IIa)
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales doit être inférieure à 25 cm
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone IIa)

Armatures transversales :(RPA 7.5.2.2)

- Les quantités de ces armatures doit vérifier : $A_t=0.03 S.d.$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum $(h/4, 1.2\phi)$
 - En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

Ferraillage des poteaux :

Combinaisons de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée déviée avec un cas de fissuration jugé peu préjudiciable par ROBOT EXPERT.

CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux

Ferraillage longitudinal :

On prend comme un exemple de calcul les poteaux du **Sous-sol et RDC**

$c = c' = 3.00 \text{ cm}$; Section = $50 \times 50 \text{ cm}^2$, acier FeE400

Cas (1) :

Description	N [kN]	My [kN *m]	Mz [kNm]
ELU (A)	1815,09	45,38	-45,38
ELU (C)	1815,09	2,44	18,65
ELU (B)	1815,09	45,38	45,38
ELU (A)	1640,28	-41,01	41,01
ELU (C)	1640,28	-2,44	19,52
ELU (B)	1640,28	41,01	41,01

$$M_z = - \begin{cases} N_{\max} = 1815.09 \text{ kn} \\ M_y = 45.38 \text{ kn.mELU} \\ 45.38 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Cas (2) :

Description	N [kN]	My [kN *m]	Mz [kNm]
1.0017(A)	1322,43	55,87	-10,70
1.0017(C)	1322,43	-40,99	5,98
1.0017(B)	1322,43	-92,36	14,95
1.0018(A)	1303,09	-51,11	-10,35
1.0018(C)	1303,09	40,27	7,68
1.0018(B)	1303,09	90,70	19,19

$$M_z = \begin{cases} N_{\max} = 1322.43 \text{ kn} \\ M_y = -92.36 \text{ kn.mACC} \\ 14.95 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Ferraillage Calcul:

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux

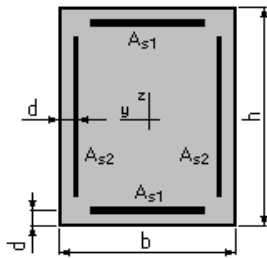
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 50,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)
 $d = 3,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	1815,09	45,38	-45,38
2.	ELA	1322,43	-92,36	14,95

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 8,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 125,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,32$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,16$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 1815,09 (kN)** **$M_y = 45,38$ (kN*m)** **$M_z = -45,38$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,73 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 66,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 34,4$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 347,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELA **N = 1322,43 (kN)** **$M_y = -92,36$ (kN*m)** **$M_z = 14,95$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,54 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 50,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 32,4$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,29$ (‰)

CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 57,3$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Condition 1 :

Condition de non fragilité ;

$$A = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.77 \text{ cm}^2$$

Condition 2 :

$$A_s = 4 \cdot (0.5 \cdot 4) = 8 \text{ cm}^2$$

Condition 3 (RPA) :

$$A_s = 0.8\%bh = 0.8\% (50)^2 = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \left[A_s, \frac{bh}{1000}, 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{rpa} \right]$$

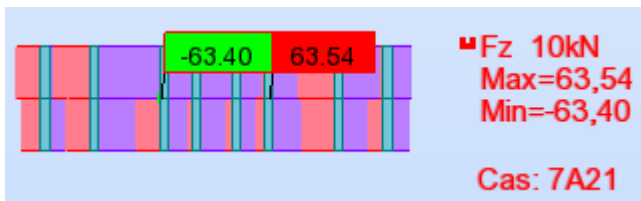
$$A_s = \max [8 \text{ cm}^2, 2.77 \text{ cm}^2, 8 \text{ cm}^2, 20 \text{ cm}^2]$$

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

Choix des barres $A_s = A_{\max} = 20 \text{ cm}^2$

On prend $A_s = 20.1 \text{ cm}^2$ (12T16)

Vérification de la contrainte de cisaillement :



$$T_{\max} = 63.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

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

Armature transversale :

$$\phi_t \leq \frac{\phi_l}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{D'après : BAEL 91}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversales :

CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux

$$S_t \leq \min(15\phi_l, 40\text{cm}) = 30\text{ cm}$$

$$S_t = 20\text{ cm}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) = 15\text{ cm}$$

$$S_t = 15\text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l = 30\text{ cm}$$

$$S_t = 20\text{ cm}$$

Dispositions constructives exigées par le CBA 99 :

$$A_{s\text{ min}} = 0,1\% \cdot b \times h = 2,5\text{ cm}^2$$

Dispositions constructives exigées par le RPA99V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, et sans crochets :
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% en (zone IIa)
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone IIa)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

$$A_{\text{min}} = (0,8 \times b \times h) / 100 = 20\text{ cm}^2$$

-zone courante :

$$A_{\text{max}} = (4 \times b \times h) / 100 = 100\text{ cm}^2$$

-zone de recouvrement :

$$A_{\text{max}} = (6 \times b \times h) / 100 = 150\text{ cm}^2.$$

Tableau : ferrailage des poteaux

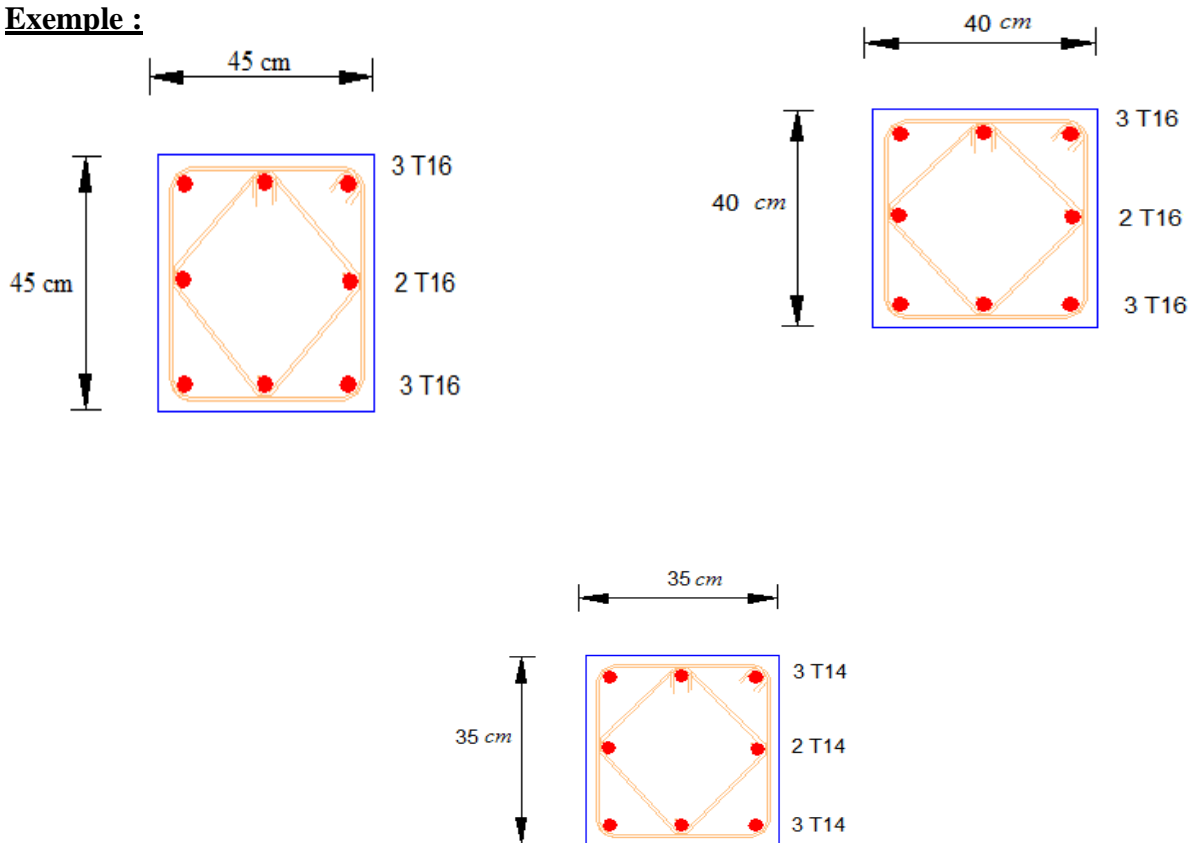
POTEAUX	A_s Calculé	A_s Min (RPA)	Barres (long)	Barres (trans)	St Courante (cm)
---------	------------------	--------------------	---------------	-------------------	------------------------

CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux

50*50	8	20	10HA16	2HA8	15
45*45	7.2	16.2	8HA16	2HA8	15
40*40	6.4	12.8	8HA16	2HA8	15
35*35	5.6	9.8	8HA14	2HA8	15

Schéma de ferrailage des poteaux :

Exemple :



Croquis de ferrailage des poteaux

CHAPITRE VI : Etudes éléments structuraux

Ferraillage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

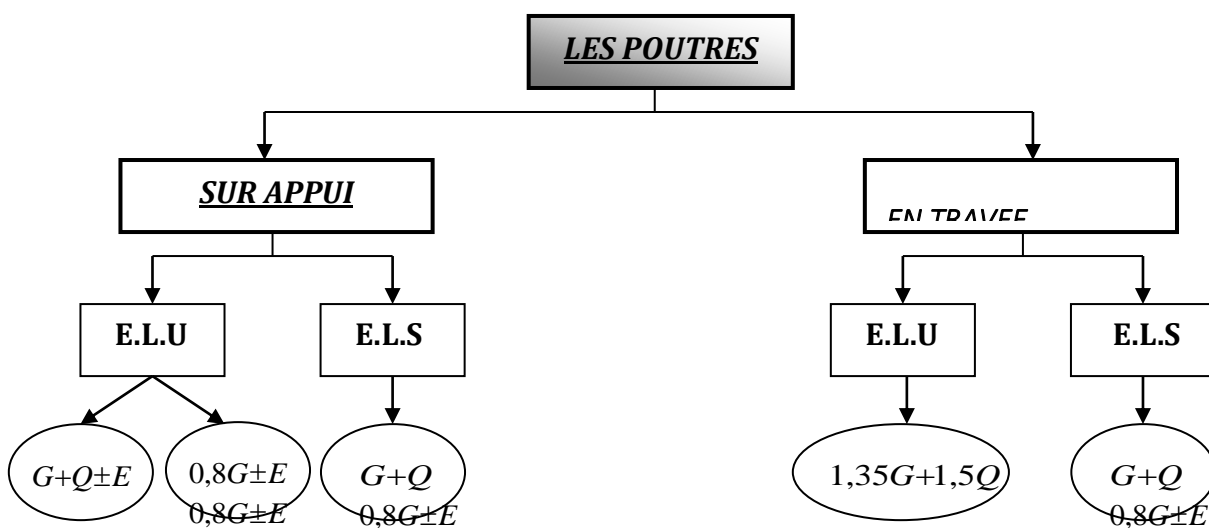
Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferraillage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferraillage se fera à l'ELUR, car la fissuration est jugée peu nuisible.

Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **CBA(1.35G+1.5Q)** : pour déterminer le moment Max en travée.
- Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q_±E ; 0.8G_±E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.



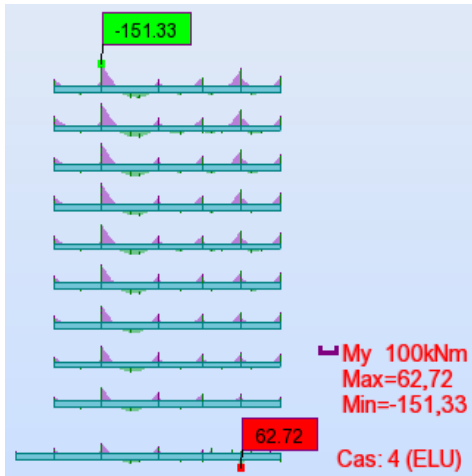
CHAPITRE VI : Etudes éléments structuraux

Ferrailage longitudinal :

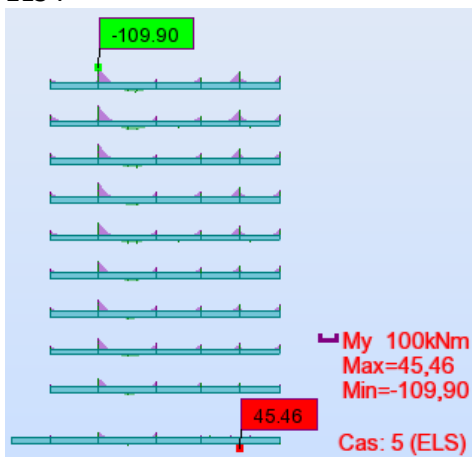
II. On prend comme un exemple de calcul des poutres :

En travée :

ELU :

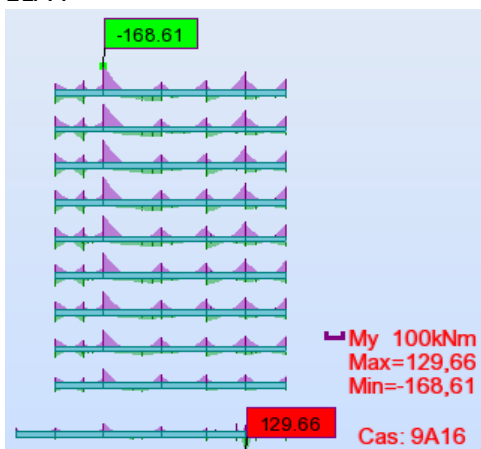


ELS :



En appui :

ELA :



a) en appui :

$f_{c28}=25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.5$, $f_e=400 \text{ Mpa}$, $f_{bu}=14.16 \text{ Mpa}$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = 0.077 \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$u_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0100$$

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

$$A_{\text{ufictif}} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = 4.63 \text{ cm}^2$$

Les armatures finales de ferrailage :

$$A_s = 4.63 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{ARPA} = 0.5\%bh = 7.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = A_{\text{max}} = 7.87 \text{ cm}^2$$

Choix des barres $A_s = 7.98 \text{ cm}^2$ (3T14+3T12 ch)

b) travee :

$M_{\text{app}} = -168.61 \text{ kn.m}$, $b=0.35 \text{ m}$, $h=0.45 \text{ m}$

$f_{c28}=25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.5$, $f_e=400 \text{ Mpa}$, $f_{bu}=14.16 \text{ Mpa}$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = 0.207 \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.293$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.882$$

$$A_{\text{ufictif}} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = 13.56 \text{ cm}^2$$

Les armatures finales de ferrailage :

$$A_s \text{ calcul} = 13.56 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.71 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VI : Etudes éléments structuraux

$$ARPA = 0.5\%bh = 7.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = A_{\max} = 13.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres } A_s = 15.45 \text{ cm}^2 (3T20+3T16 \text{ ch})$$

◇ Vérification des contraintes :

a) en travée :

$$M_{ser} = 45.46 \text{ kn.m}, b = 0.35\text{m}, h = 0.45\text{m}$$

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\Rightarrow y = 5.85 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = 94096.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2.82 \text{ MPa}$$

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

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

a) en appui :

$$M_{ser} = 109.9 \text{ kn.m}, b = 0.35\text{m}, h = 0.45\text{m}$$

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\Rightarrow y = 9.20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

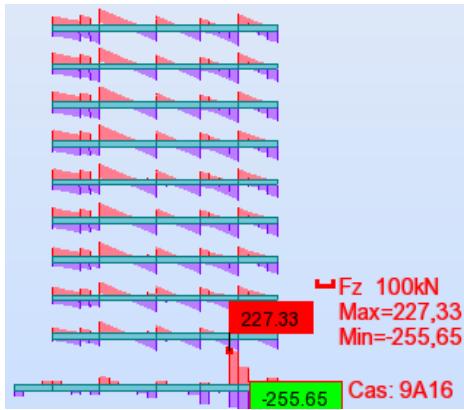
$$I = 244840.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4.13 \text{ MPa}$$

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

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

◇ Armatures transversales :



$$T = 255.65\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = 1.79\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3.25\text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Armature droite}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_{l\max}, \frac{b}{10} \right) = 20\text{ mm}$$

$$\phi_t = 8\text{ mm}; \quad A_t = n \cdot \phi_t = 4 \times \phi_8 = 2.01\text{ cm}^2$$

$$S_{t\min} = \min(0.9d, 40\text{ cm}) = 35\text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k)}{0.9 \cdot Fe} = 0.1$$

$$S_t < \frac{2.01}{0.1} = 20.1\text{ cm}$$

$$S_t = 20.1 < S_{t\min} \text{ On prend : } S_t = 20\text{ cm}$$

◇ Pourcentage minimal des armatures :

$$\frac{A_t \cdot Fe}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4\text{ MPa} \right) 0.79 \geq 0.46\text{ MPa}$$

◇ Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{sc} \leq \bar{\tau}_{sc}$$

$$\tau_{sc} = \frac{T_{\max}}{0.9 \left(\sum U_i \right) \cdot d} \overset{\tau_x}{=} 2.793\text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{sc} = \psi_s \cdot f_{t28}; \quad \psi_s = 1.5 \text{ HA} \implies \bar{\tau}_{sc} = 3.15\text{ Mpa}$$

$$\tau_{sc} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ Vérifié. } \implies$$

CHAPITRE VI : Etudes éléments structuraux

◇ Pourcentage maximal d'après le RPA99 (v2003) :

- 4 % en zone courante ($A_{s \max} = 54 \text{ cm}^2$).....condition vérifiée

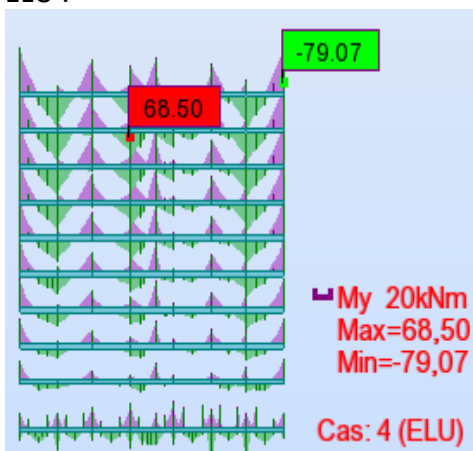
- 6 % en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 81 \text{ cm}^2$)condition vérifiée

Ferrailage transversal :

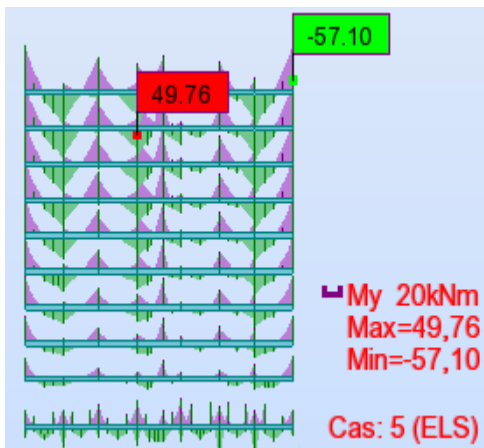
III. On prend comme un exemple de calcul des poutres :

En travée :

ELU :



ELS :



En appui :

ELA :



a) en travée :

$f_{c28}=25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.5$, $f_e=400\text{Mpa}$, $f_{bu}=14.16\text{Mpa}$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = 0.124 \leq 0.392 \Rightarrow A'=0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.166$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.932$$

$$A_{\text{fictif}} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = 5.86 \text{ cm}^2$$

Les armatures finales de ferrailage :

$$A_s = 5.86 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{ARPA} = 0.5\%bh = 6 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = A_{\text{max}} = 6 \text{ cm}^2$

Choix des barres $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$ (3T12+3T12 ch)

b) Appui :

$M_{\text{app}} = -120.30 \text{ kn.m}$, $b=0.3\text{m}$, $h=0.4\text{m}$

$f_{c28}=25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.5$, $f_e=400\text{Mpa}$, $f_{bu}=14.16\text{Mpa}$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = 0.218 \leq 0.392 \Rightarrow A'=0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.311$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.875$$

CHAPITRE VI : Etudes éléments structuraux

$$A_{\text{efficif}} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = 10.97 \text{ cm}^2$$

Les armatures finales de ferrailage :

$$A_{\text{calcul}} = 10.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$ARPA = 0.5\%bh = 10.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = A_{\text{max}} = 10.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres } A_s = 12.06 \text{ cm}^2 \text{ (3T16+3T16 ch)}$$

∅Vérification des contraintes :

a) en travée :

$$M_{\text{ser}} = 49.76 \text{ kn.m}, b = 0.3 \text{ m}, h = 0.4 \text{ m}$$

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\Rightarrow y = 9.52 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = 75474.38 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = 6.27 \text{ MPa}$$

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

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

a) en appui :

$$M_{\text{ser}} = 57.1 \text{ kn.m}, b = 0.3 \text{ m}, h = 0.4 \text{ m}$$

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\Rightarrow y = 13.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = 124217.12 \text{ cm}^4$$

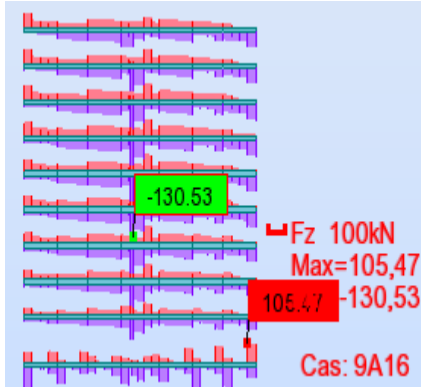
CHAPITRE VI : Etudes éléments structuraux

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6.03 \text{ MPa}$$

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

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

◇ Armatures transversales :



$$T = 130.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Armature droite}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_{l_{\max}}, \frac{b}{10} \right) = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}; \quad A_t = n \cdot \phi_t = 4 \times \phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_{t_{\min}} = \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \cdot Fe}{S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k)}{0.9 \cdot Fe} = 0.1$$

$$S_t < \frac{2.01}{0.1} = 20.1 \text{ cm}$$

$$S_t = 20.1 < S_{t_{\min}} \text{ On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

◇ Pourcentage minimal des armatures :

$$\frac{A_t \cdot Fe}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) 0.79 \geq 0.46 \text{ MPa}$$

◇ Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{sc} \leq \bar{\tau}_{sc}$$

CHAPITRE VI : Etudes des éléments structuraux

$$\tau_{sc} = \frac{T_{\max}}{0.9(\sum U_i).d} \Rightarrow \tau_{sc} = 2.793 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{sc} = \psi_s \cdot f_{t28}; \quad \psi_s = 1.5 \text{ HA} \quad \Rightarrow \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{sc} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ Vérifié.} \quad \Rightarrow$$

♦ Pourcentage maximal d'après le RPA99 (v2003) :

- 4 % en zone courante ($A_{s \max} = 48 \text{ cm}^2$).....condition vérifiée

- 6 % en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 72 \text{ cm}^2$)condition vérifiée

NB : Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Résultats des ferrillages des poutres :

Poutre	Section n (cm ²)	M ^{max} (kn.m)		appui	trav	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	Barres (long)		Barres (trans)	St
		travée	appui	A _s cm ²	A _s ' cm ²		app	trav		Z(c)
Principale	30x45	4.63	13.56	4.63	13.56	7.87	3T14+ 3T12	3T20+ 3T16	HA8	15
Secondaire	30x40	5.86	10.97	6	12.06	6	3T12+ 3T12	3T16+ 3T16	HA8	15

Chapitre VII :

ÉTUDE DES VOILES

CHAPITRE VII :ÉTUDE DES VOILES

Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en **flexion composée** sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

ELU

ELS

ELA

Prescriptions imposées par RPA99 :

1) Aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA 99 et décrites ci-dessous :

a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.

b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

c) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

2) Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent.

Être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

CHAPITRE VII :ÉTUDE DES VOILES

3) Règles générales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

e : épaisseur du voile

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles

✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

Ferraillage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(he; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes.

Pour le ferraillage on a partagé l'ouvrage en quatre zones.

Zone I : RDC

Zone II : 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème} étage.

Zone III : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage.

Zone IV : 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage.

Exemple d'application :

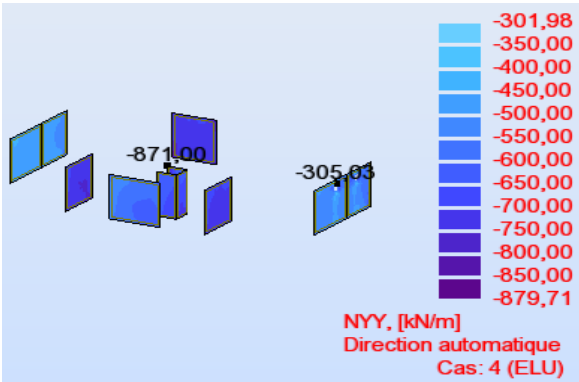
Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile V5 RDC :

-Détermination des sollicitations :

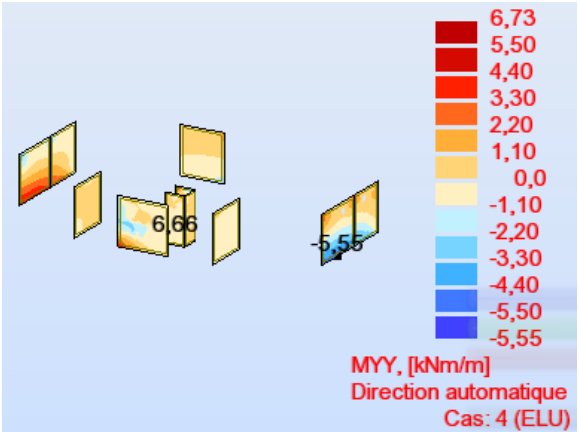
CHAPITRE VII :ÉTUDE DES VOILES

ELU

Effort N:

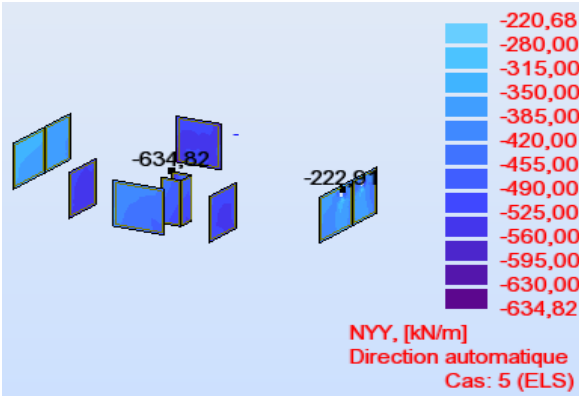


Moment flechissant M:



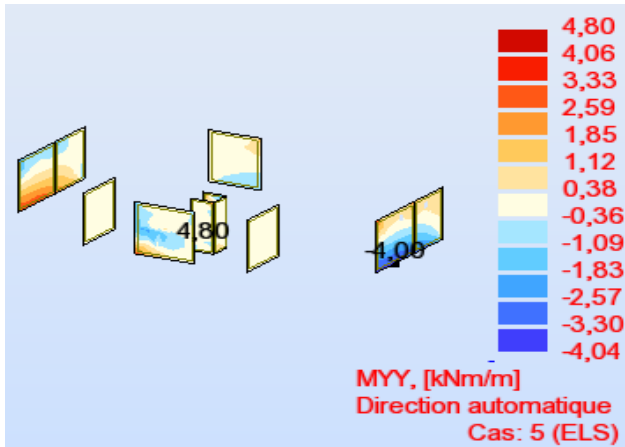
ELS

Effort N:



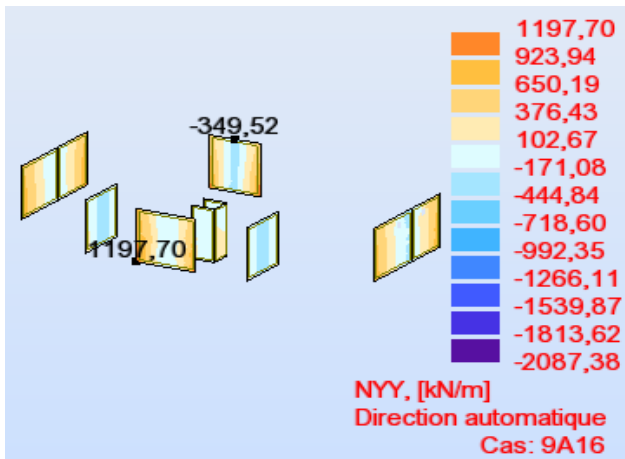
CHAPITRE VII :ÉTUDE DES VOILES

Moment fléchissants M :

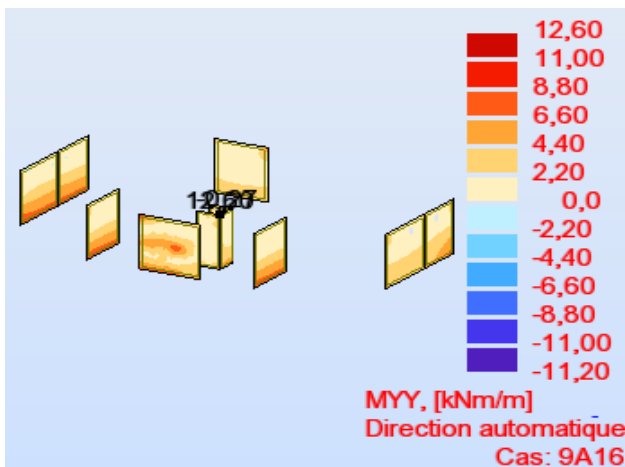


ELA

Effort N:



Moment fléchissants M:



CHAPITRE VII :ÉTUDE DES VOILES

ELU

$$M = 6.73 \text{ KN. m} \quad N_{\min} = -897.71 \text{ KN}$$

ELS

$$M = 4.80 \text{ KN. m} \quad N_{\min} = -634.82 \text{ KN}$$

ELA

$$M = 12.60 \text{ KN. m} \quad N_{\min} = -2037.38 \text{ KN}$$

Ferillage des armatures verticales:

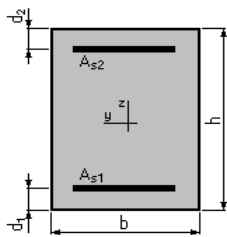
On fait le ferillage a l'aide de ROBOT EXPERT:

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul en poutre
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$\begin{aligned} b &= 100,0 && (\text{cm}) \\ h &= 20,0 && (\text{cm}) \\ d_1 &= 2,5 && (\text{cm}) \\ d_2 &= 2,5 && (\text{cm}) \end{aligned}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-897,71	6,73
2.	ELS	-634,82	4,80
3.	ELA	-2037,38	12,60

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 27,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 23,4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 2,2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 2,91$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)		

CHAPITRE VII :ÉTUDE DES VOILES

Analyse par Cas:

Cas N°1: TypeELU **N = -897,71 (kN)** **M = 6,73 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,94 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = -0,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17,5$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas N° 2: TypeELS **N = -634,82 (kN)** **M = 4,80 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,59
Position de l'axe neutre: $y = -369,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 145,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Cas N°3: TypeELA **N = -2037,38 (kN)** **M = 12,60 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = -\text{infini}$
Bras de levier: $Z = 17,5$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Armatures calculées :

$$A_{sI} = 27.6 \text{ cm}^2$$

1-c) Armatures minimales de RPA 99 :

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.2 \times 480 = 19.2 \text{ cm}^2$$

1-d) Le pourcentage minimal :

Donc : $A_{SV} = \max(A_s, A_{RPA}) = 27.6 \text{ cm}^2$.

Soit **14HA16**. ($A_s = 28.28 \text{ cm}^2$)

1-f) espacement :

CHAPITRE VII :ÉTUDE DES VOILES

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30$ cm.

Soit : $S_t = 10$ cm.

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 5$ cm.

2) Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

2-a) Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4 \times T_{cal}}{b_0 \times d}$

Avec ;

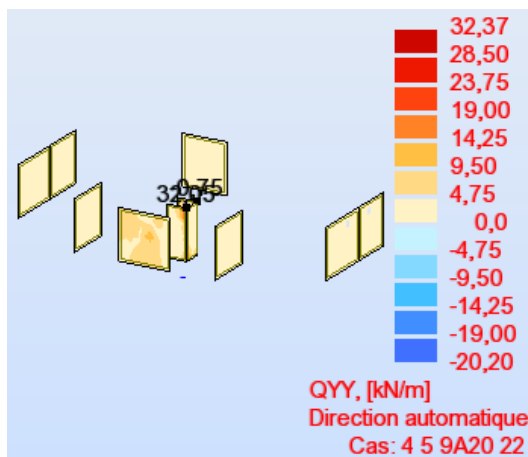
T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$.



$$\tau_u = \frac{1.4 \times T_{cal}}{b_0 \times d} = 1.4 \times 32.37 / 100 \times 18 = 0.25 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

0.25 > 0.25 MPa **Condition vérifiée**

2-b) Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

CHAPITRE VII :ÉTUDE DES VOILES

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e}$$

$k=0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N , effort de traction.

σ_{tm} , σ_{comp} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$.

0, 25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

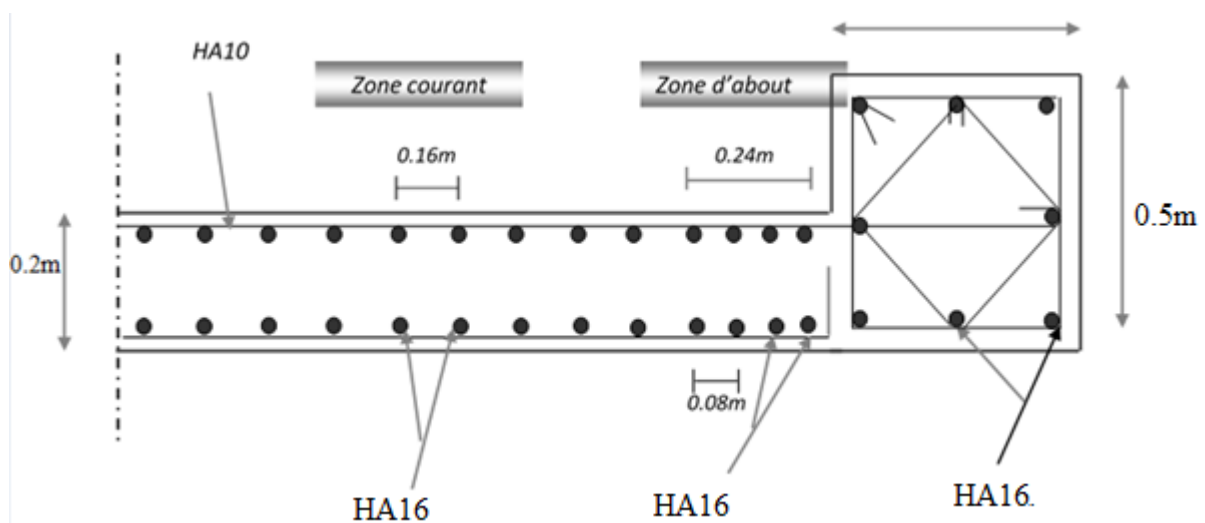
$S_t \leq \min (1.5a, 30\text{cm})$ (Art7.7.4.3 RPA99).

Soit: $S_t = 15\text{cm}$.

$A_t = 2.48 \text{ cm}^2$

$A_{t \min} (\text{RPA}) = 0.15\% \times b_0 \times L = 13.8 \text{ cm}^2$

Choix des barres 20HA10 ($A_s = 15.8 \text{ cm}^2$)



Chapitre VIII :
ÉTUDE FONDATION

CHAPITRE VIII : Étude fondation

Introduction :

Les fondations constituent l'infrastructure d'un ouvrage donc, leur rôle est de transmettre les charges de la superstructure au bon sol, à cette raison le calcul de ces éléments ne veut se faire que si on connaît la superstructure et les caractéristiques physiques et mécaniques du sol sur lequel la structure s'appuie

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- le mode de contreventement de la structure (portiques)
- le type de sol (dur, ferme, meuble)
- la profondeur du bon sol

Choix du type des fondations :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.

La capacité portance de terrain de fondation.

- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Classification des fondations :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

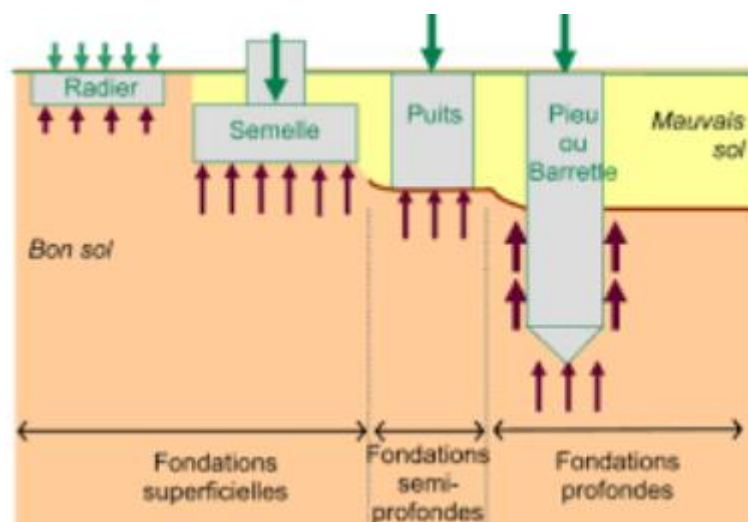


Figure VIII.1 : Types des fondations superficielles.

CHAPITRE VIII : Étude fondation

Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique

Algérienne (RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1) [1], se fait sous les combinaisons

suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

D'après le DTR BC.2.33.1 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Vérification de type des semelles :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sols.

$$\frac{N_{\max}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec:

N : effort normale a la semelle considérée

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte du sol = 3 bars

N max = 81790,91KN

$$S_{\text{semelle}} \leq \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \text{ Donc : } S_{\text{semelle}} \leq 272.63\text{m}^2$$

A l'aide de logiciel ROBOT. On a la surface du bâtiment est : $S_{\text{batiment}} = 463.75 \text{ m}^2$

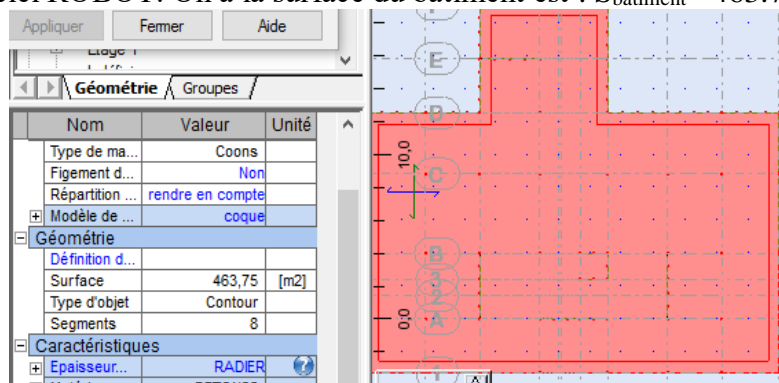


Figure VIII.2 : Surface de radier

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{272.63}{463.75} = 0.58$$

La surface totale des semelles isolées représente 58% de la surface du bâtiment.

CHAPITRE VIII : Étude fondation

Conclusion : Vu que la surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

Etude du radier :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ Rapidité d'exécution.

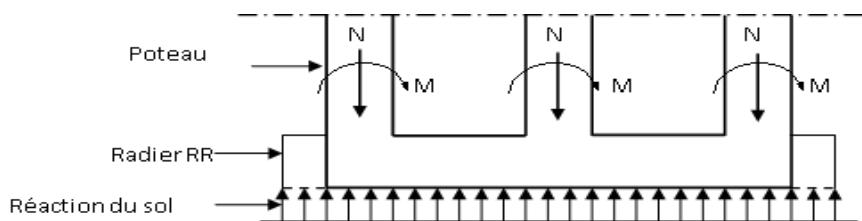


Figure: Schéma statique du Radier

Pré dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

a) Condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par } L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.20 \text{ MPa}$.

I : inertie du radier $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol.

CHAPITRE VIII : Étude fondation

Avec:

$K = 50 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

$K = 40 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.

$K = 120 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K = 40 \text{ MPa/m}$ (sol de densité moyenne).

L_{\max} : La longueur maximale entre les poteaux $L_{\max} = 4.8 \text{ m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3,2 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 4,8}{3,14}\right)^4} = 0,93 \text{ m}$$

\Rightarrow On prend $h = 100 \text{ cm}$

b) Condition forfaitaire :

$$480/8 \leq H_r \leq 480/5 \text{ cm} \Rightarrow 60 \leq H_r \leq 96 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 95 \text{ cm}$

c) Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a : $L_x = 4.35 \text{ m}$ et $L_y = 4.80 \text{ m}$

La fissuration est préjudiciable : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

b: Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire ($b = 1 \text{ m}$).

avec : $\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r}$ et $T_{\max} = \max(T_x; T_y)$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{480}{435} = 1.10 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc : $T_x = q \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y + L_x)}$ et $T_y = q \cdot \frac{L_x}{3}$

q : charge répartie sur la dalle de radier :

$$q = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{81790,91}{463,75} = 176,65 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 176,65 \cdot \frac{4,35 \times 4,8}{(2 \times (4,35 + 4,8))} \rightarrow T_x = 201,55 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 201,55 \cdot \frac{4,35}{3} \rightarrow T_y = 292,25 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{\max} = \max(201,55 ; 292,25) \rightarrow T_{\max} = 292,25 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot \tau_u} \rightarrow h_r \geq \frac{292,25}{1,0 \cdot 0,9 \cdot 2,5} \rightarrow h_r \geq 129 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

D'après les trois conditions suivantes, on prend : **H = 100 cm**

CHAPITRE VIII : Étude fondation

d) Vérification de non poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

P_U : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h : hauteur de la dalle du radier

Impacte du poteau sur la dalle du radier

Poteaux du centre (0,50m x 0,50m)	
P_U	266.1 t
a	0.5 m
b	0.5 m
h	1.00 m
U_c	6 m
$0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	450 t
Contrainte de cisaillement $\tau = P_U / (h \times U)$	44.33 t/m ²
Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_{Max} = 0,045 \times f_{c28} / \gamma_b$	75,00t/m ²
Vérification	Condition vérifiée

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à **$h_r = 100 \text{ cm}$**

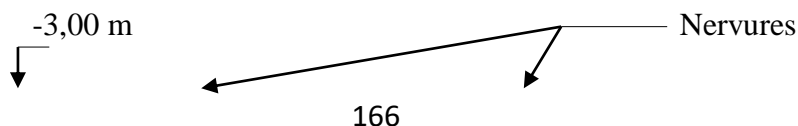
Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

- **Hauteur de la nervure :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \text{ On prendra } h_n = 65 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \text{ On prendra } e = 35 \text{ cm}$$



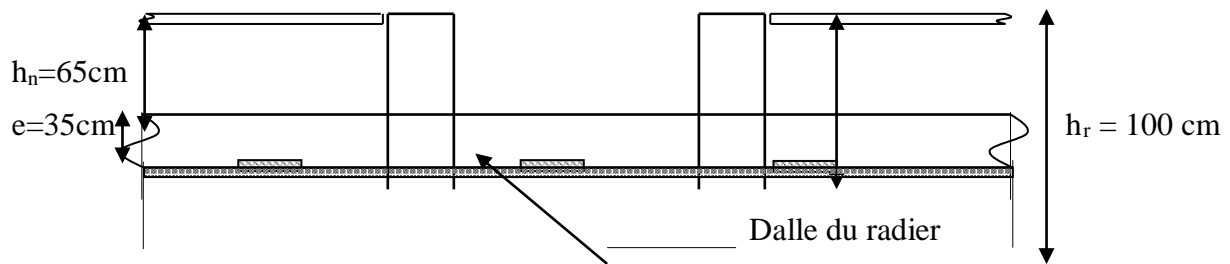


Figure: Dimension du radier

Vérification des contraintes dans le sol :

Distribution des contraintes à l'ELS

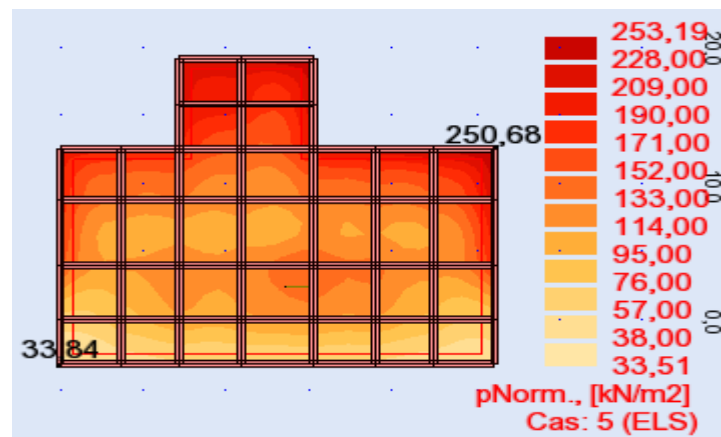


Figure VIII.3 : schéma des contraintes de sol à ELS

$$\sigma_{max} = 2.53 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = 0.33 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1.98 \text{ Bar} < 3 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Distribution des contraintes à l'ELU

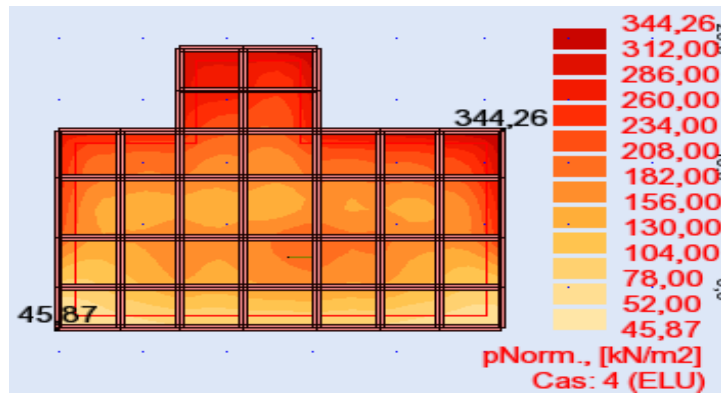


Figure VIII.4 : schéma des contraintes de sol à ELA

$$\sigma_{max} = 3.44 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = 0.45 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 2.61 \text{ Bar} = 3 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des sollicitations :

Caractéristiques du radier : $h = 100 \text{ cm}$; $e = 35 \text{ cm}$. Surface du radier : $S = 463.75 \text{ m}^2$

D'après les résultats de ROBOT, on prend :

Moment AXE xx :

ELU

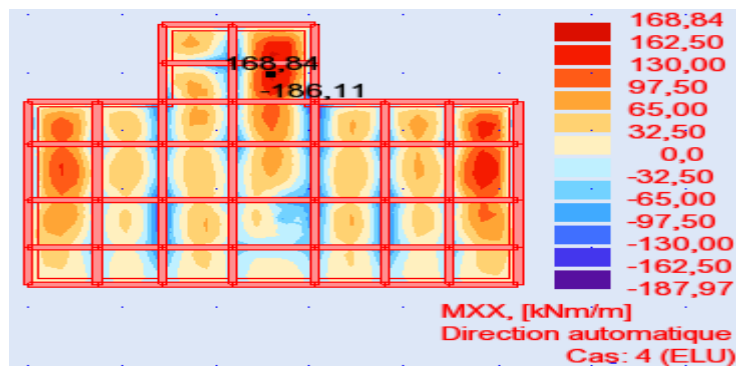


Figure VIII.5 : schéma des moments de radier sur axe XX à ELU

ELS

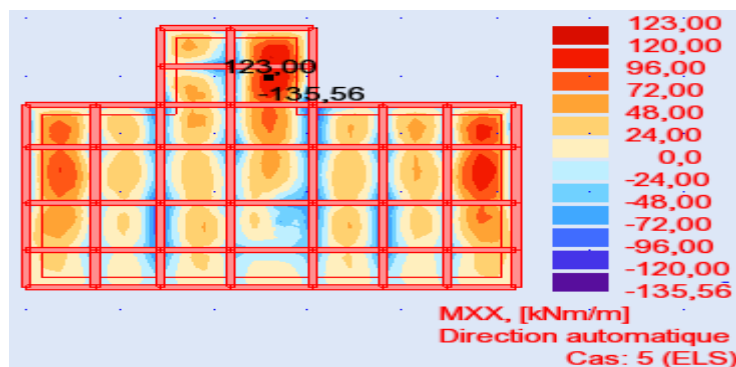


Figure VIII.6 : schéma des moments de radier sur axe XX à ELS

Moment AXE yy :
ELU

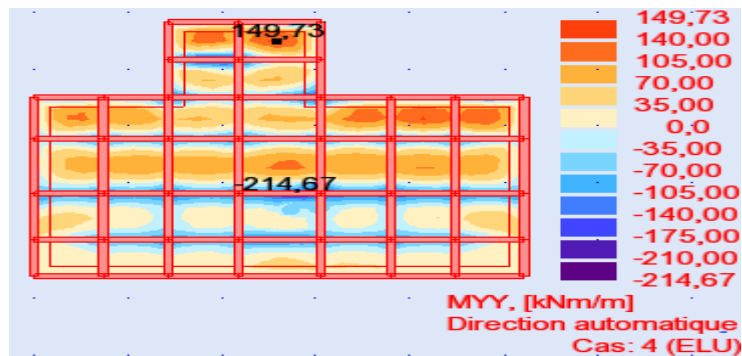


Figure VIII.7 : schéma des moments de radier sur axe YY à ELU

ELS

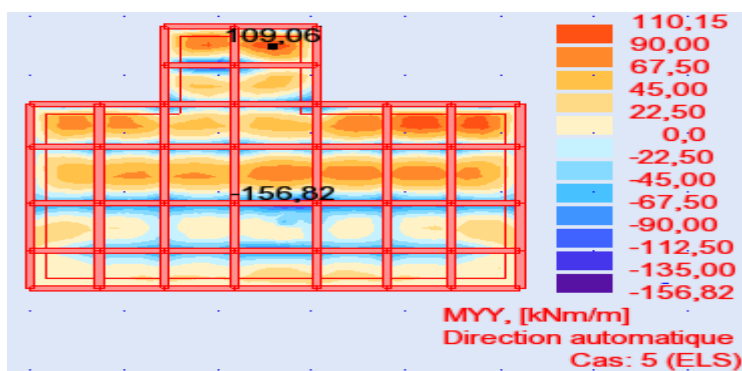


Figure VIII.8 : schéma des moments de radier sur axe YY à ELS

Sollicitation du radier d'après robot :

	$M_{xTRAV}(KN.m)$	$M_{xAPP}(KN.m)$	$M_{yTRAV}(KN.m)$	$M_{yAPP}(KN.m)$
E.L.U	168.84	-187.97	149.73	-214.67
E.L.S	123	-135.56	110.15	-156.82

Tableau VIII.1: les différentes sollicitations sur le radier

Ferraillage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

Calcul des armatures :

Sens X-X :

-En travée (ELU):

$$M_u = 168.84 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9.35 \rightarrow d = 31.5 \text{ cm.}$$

CHAPITRE VIII : Étude fondation

$$\mu = 0.120 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,160$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,935$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{168.84}{348 \times 0,935 \times 31.5} = 16.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u; A_{\min}) = 16.46 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(8T16/\text{m}_L \longrightarrow A = 16.46 \text{ cm}^2/\text{m}_L)$$

- **En travée (ELS) :**

$$M_{tyy}^{ser} = 123 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul (Y}_1\text{)} : \quad n = 15$$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u \cdot (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 8.47 \text{ cm.}$$

$$\text{Calcul (I}_1\text{)} : \quad n = 15$$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u \cdot (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 168918.67 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.072$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6.17 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 6.17 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

- **En appuis (ELUR) :**

$$M_u = -187.97 \text{ KN.m} ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \cdot 35 \rightarrow d = 31.5 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0.133 \quad \mu \leq \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad \alpha = 0,180 ; \beta = 0,927 A_u^a = 18.48 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u; A_{\min}) = 18.48 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(8T14+8T12 \text{ renforcement}/\text{m}_L A = 21,28 \text{ cm}^2/\text{m}_L)$$

- En appui (ELS) :**

$$M_{axx}^{ser} = -135.56 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE VIII : Étude fondation

Calcul (Y₁) : n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 8.53 \text{ cm.}$$

Calcul(I₁) : n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 190170.11 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.071$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6.08 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 6.08 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

Sens Y-Y:

-En travée (ELU):

$$M_u = 149.73 \text{ KN.m} ; d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \cdot 35 \rightarrow d = 31.5 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,106 \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,141$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,943$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{149.73}{348 \times 0,943 \times 31.5} = 14.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{min}) = 14.48 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$(8T16/\text{mL} \longrightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2 / \text{mL})$$

-En travée (ELS) :

$$M_{t_{yy}}^{ser} = 110.15 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 7.97 \text{ cm.}$$

Calcul(I₁) : n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 152451.65 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.072$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 5.76 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 5.76 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

CHAPITRE VIII : Étude fondation

Donc les armatures de l'E.L.U conviennent

-En appuis (ELUR) :

$$M_u = -214.67 \text{ KN.m} ; d = 0,9h \rightarrow d = 0,9.35 \rightarrow d = 31.5 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0.152 \quad \mu \leq \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad \alpha = 0,208 ; \beta = 0,916 A_u^a = 21.37 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u ; A_{\min}) = 21.37 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$(8T14+8T14 \text{ renforcement cm}^2/\text{m}_L A = 24.48 \text{ cm}^2/\text{m}_L)$$

En appui (ELS) :

$$M_{tyy}^{ser} = -156.82 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 8.91 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 216308.83 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.072$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

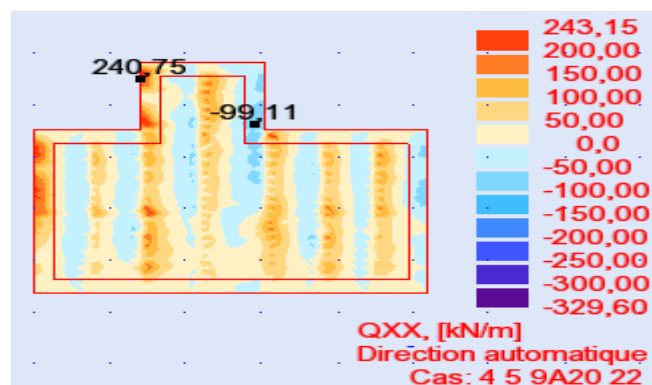
$$\Rightarrow 6.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E.L.U conviennent

Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{La fissuration est préjudiciable: } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Sens XX :



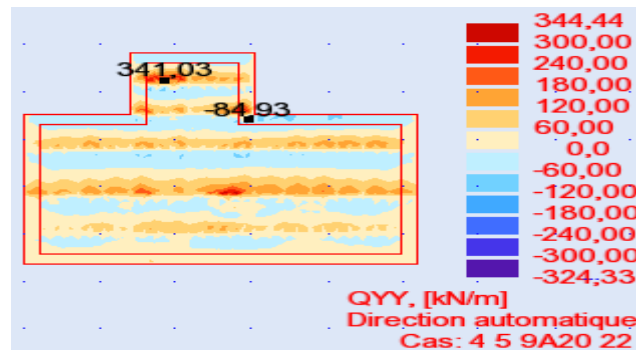
CHAPITRE VIII : Étude fondation

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$Tu_{\max} = 329.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{329.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

Sens YY :



$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$Tu_{\max} = 344.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{344.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

Calcul des poutres de libage (nervure) :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles est supporté une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée).

➤ Poutres :

ELU :

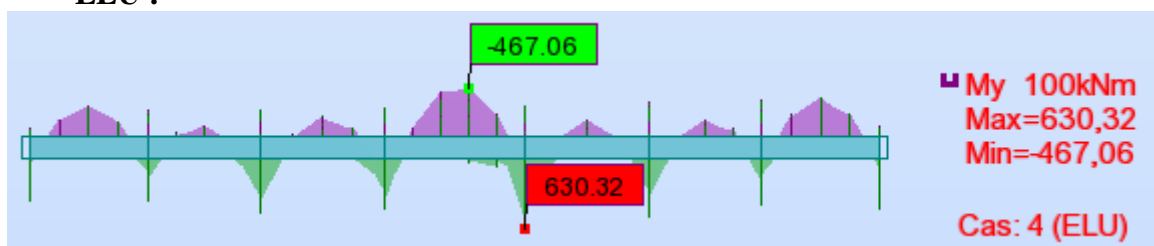


Figure VIII.9 : Schéma des moments sur les nervures à ELU

ELS :

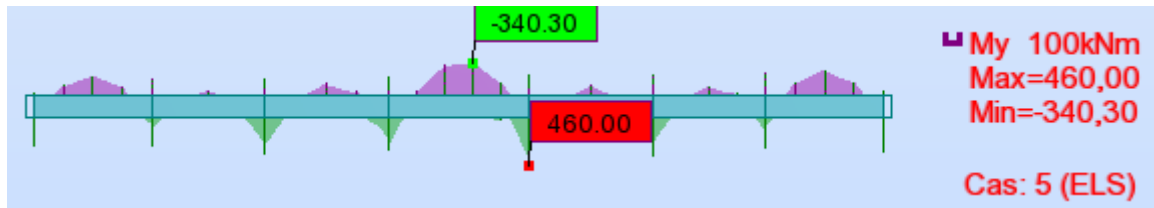


Figure VIII.10 : Schéma des moments sur les nervures à ELS

a)-Poutres principales :

En travées :

En appuis :

$$\begin{aligned} M_u^t &= 630.32 \text{ KN.m} & M_u^a &= 467.06 \text{ KN.m} \\ M_s^t &= 460 \text{ KN.m} & M_s^a &= -340.30 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

➤ **Ferraillage des poutres :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

- **En travée :** $M_u^t = 630.32 \text{ KN.m}$ $b = 45 \text{ cm}$ $h = 65 \text{ cm}$ $d = 0.9 \cdot h = 58.5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{630.32}{14,17 \times 45 \times 58.5^2} = 0.288$$

$$\mu = 0,288 \leq \mu = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{630.32}{348 \times 0,824 \times 58.5} = 37.55 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 3.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) = 37.55 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(20T16/m_L \longrightarrow A = 40.6 \text{ cm}^2/m_L)$$

- **En appui :** $M_u^a = 467.06 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{467.06}{14,17 \times 45 \times 58.5^2} = 0,214$$

$$\mu = 0,214 \leq \mu = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \alpha = 0.304 \beta = 0,878$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{467.06}{348 \times 0,878 \times 58.5} = 26.14 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

CHAPITRE VIII : Étude fondation

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 3.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) = 26.14 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

(14T16/ml \longrightarrow $A = 28.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

En travée (ELS) :

$$M_{tyy}^{ser} = 460 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : $n = 15$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u \cdot (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 20.24 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : $n = 15$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u \cdot (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 1198354.4 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.038$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 7.77 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\Rightarrow 7.77 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

En appui (ELS) :

$$M_{tyy}^{ser} = 340.30 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : $n = 15$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u \cdot (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 18.60 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : $n = 15$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u \cdot (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 866779.62 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.039$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 7.30 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\Rightarrow 7.30 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

➤ **Vérification au cisaillement :**

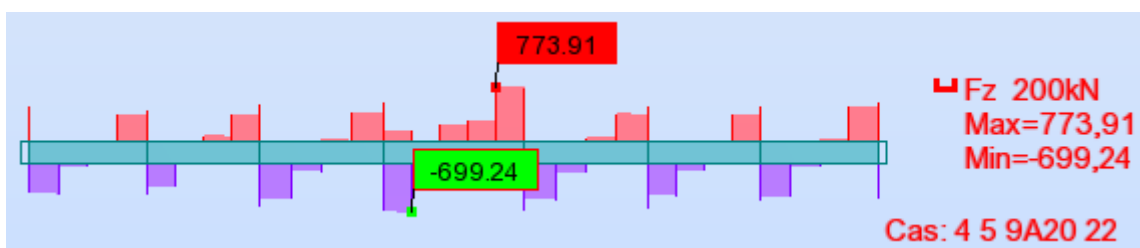


Figure VIII.11 : Schéma des efforts tranchants sur les nervures à ELU

CHAPITRE VIII : Étude fondation

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}; 3MPa) = 3MPa$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_{u_{\max}} = 773.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{773.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.585} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Schéma ferallaige de radier générale :

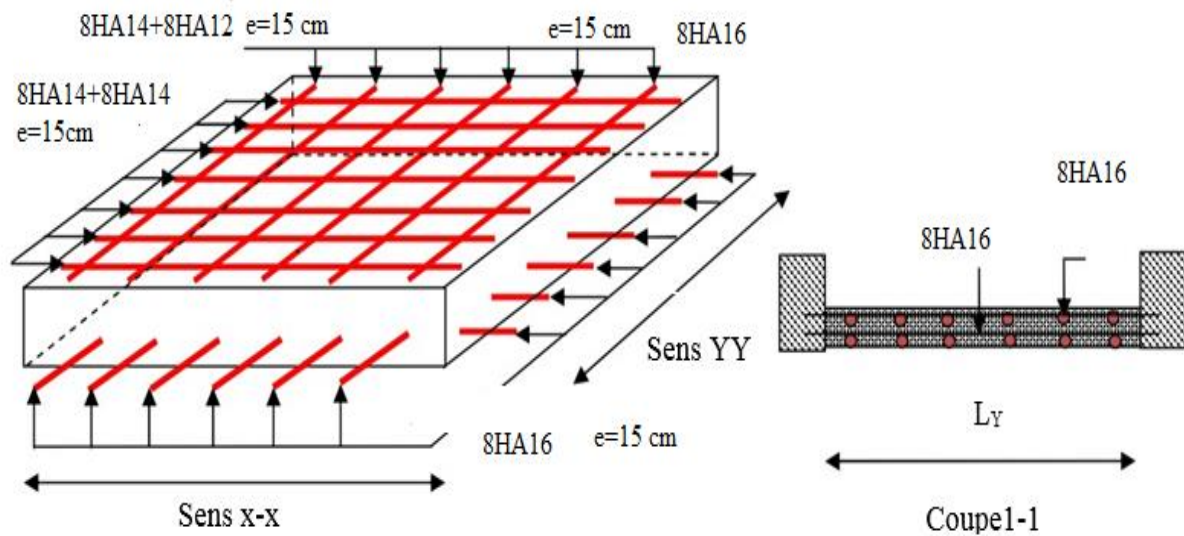


Figure VIII.12 : Schéma ferallaige de radier générale

Conclusion :

D'après les recommandations données par le rapport géotechnique la fondation optée pour notre structure est de type superficielle (radier général nervuré).

Après avoir vérifié les conditions on a opté un radier nervuré.

La dalle est placée en zone comprimée renforcée par les poutres, qui de ce fait, sont en forme de (T) renversé ce qui donne une grande rigidité au radier.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis, d'une part, de concrétiser et mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de licence et de master et d'acquérir, d'autre part, les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié tels que le RPA (99/version 2003); BAEL91; la pratique des logiciels ROBOT ,Auto CAD , RDM 6, etc. Ainsi, cette étude nous a permis d'arriver aux conclusions suivantes :

- La modélisation doit englober tous les éléments de la structure, pour avoir un comportement proche du réel ;
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, et influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes ;
- Il est nécessaire d'équilibrer entre la résistance et l'économie. Il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité totale de la structure tout en assurant l'économie qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage ;
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux; ces dernier ont été ferrailés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal;
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Pour conclure, on doit dire que ce projet de fin d'étude est pour nous une expérience très bénéfique, car elle est considérée comme une étape très importante pour la transition entre deux milieux certes différents mais complémentaires et qui sont le domaine académique universitaire et la vie professionnelle.

Annexes

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexes

Tableau des Armatures

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33