



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبدالحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

N° d'ordre : M...../GCA/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+11
AVEC 2 SOUS-SOLS A USAGE MIXTE A ORAN

Présenté par :

Bendjelida Mohamed Ilyes

Zaoui Anes Ilyes

Soutenu le 04/07/2022 devant le jury composé de :

Président :	Mr. Zelmat Yassine	M.C.B
Examineur :	Mr. Bahar Sadek	M.A.A
Encadrant :	Mr. Bensoula Mohamed	M.C.A

Année Universitaire : 2021 / 2022

REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous remercions avant tous ALLAH, le tout puissant qui nous a donné, le courage, la volonté, et santé pour atteindre notre objectif.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. BENSOUA MOHAMED, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.

Nous remercions les membres de jury qui nous ont honoré de présider et d'examiner ce modeste travail.

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

**A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
Les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a
sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci
mes parents.**

A mes très chères sœurs

A toute ma famille sans exception.

**A tous mes amis (es) : Mohamed ameur, Mohamed taoualit,
Yazid, rachid, et tout la Promotion de génie civil.**

**A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi
ZAOUI ANES.**

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Bendjelida Mohamed ilyes.

Dédicaces

A mes très chers parents, source de la vie,

D'amour et d'affection

A mon frère et ma sœur, source de joie et de bonheur

A tout ma famille, source de d'espoir et de motivation

A mon amie et mon frère Mohamed Bendjelida

**Et je remercie infiniment monsieur Bensoula Mohamed
pour son aide précieuse**

Ainsi qu'aux membres de jurée

Zaoui Anes Ilyes

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un R+ 11 étages plus deux sous- sol à usage commercial et d'habitation. La structure est implantée à Bir-el-djir dans la wilaya d'ORAN. Cette région est classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien. Dans cette étude les éléments secondaires et les éléments structuraux seront calculés et ferrailés selon les règles du BAEL91 et le règlement parasismique Algériens RPA 99/2003 et l'étude dynamique sera réalisée avec le logiciel de calcul ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements.

Mots clés : Bâtiment, structure, béton armé, rebot, ferrailage

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى يتكون من طابق ارضي + طابقين تحت الارض + 11 طابق للاستخدام التجاري والسكني، يقع المبنى في بئر الجير في ولاية وهران. وتصنف ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIa** حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

وفي هذه الدراسة، سيتم حساب العناصر الثانوية والعناصر الهيكلية وتقسيمها وفقا لقواعد **BAEL91** وحسب (**RPA99/2003**)، وستجرى الدراسة الديناميكية باستخدام برنامج الحساب **ROBOT** من أجل تحديد الأحمال المختلفة.

الكلمات المفتاحية: عمارة ، هيكل ، خرسانة مسلحة ، روبات ، تسليح

Abstract

This project presents a detailed study of a building consisting of an R+ 11 floors plus two basement for commercial and residential use. The structure is located in Bir-el-djir in the wilaya of ORAN. This region is classified in zone IIa According to the Algerian earthquake regulation. In this study the secondary elements and structural elements will be calculated and broken down according to the rules of the BAEL91 and the Algerian seismic regulation RPA 99/2003 and the dynamic study will be carried out with the calculation software ROBOT in order to determine the different loading loads.

Keys words : Building, structure, reinforced concrete, rebot, reinforcement.

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 différé du béton.

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

M_u: Moment ultime.

M_{ser}: Moment deservice.

T_u: Effort tranchant ultime.

a, b: Dimensions transversales d'un poteau.

b, h: Dimensions transversales d'une poutre.

h_o: Hauteur de la table de compression

d: Distance du bar y centre d'armatures tendues 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: Limiteé lastique de l'acier.

L_f: Longueur de flambement.

n: Coefficient d'équivalence acier–béton.

L_x: La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.

L_y: La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.

B_r: Section réduite du poteau.

M: Moment résistant de la table(section en T).

M_o:Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.

M_t:Moment fléchissant maximal en travée

M_a:Moment fléchissant maximal en appui.

N_u:Effort normal ultime

N_{ser}:Effort normal de service

I_o:Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

I_f:Moment d'inertie fictif

F:Flèche due à une charge considérée (g, j, p)

G:Charge permanente

P:Surcharge d'exploitation

E : Charge sismique

q_u:Chargement ultime

q_{ser}:Chargement de service

Δf_t:Flèche totale

L:Portée de la travée

δ_t:Espacement des armatures transversales

α:Coefficientsansdimensionrapport

γ_b:Coefficient partiel de sécurité sur le béton

γ_s:Coefficient partiel de sécurité 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($\frac{I_x}{I_y}$)

σ_b:Contrainte de compression du béton

σ_s:Contrainte de traction de l'acier

τ_u:Contrainte tangentielle conventionnelle.

ν : Coefficient de poisson

Liste des figures :

Chapitre I :

Figure I 1:Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU.....	11
Figure I 2:Diagramme des contraintes-Déformation d'acier réel.....	13
Figure I 3:Diagramme des contraintes-Déformation d'acier de calcul.....	14

Chapitre II :

Figure II 1:Epaisseur du plancher corps creux.....	16
Figure II 2:Schéma des poutrelles.....	16
Figure II 3:Les différents composants du plancher terrasse inaccessible.....	18
Figure II 4: Les différents composants du plancher étage courant.....	19
Figure II 5:Les différents composants du plancher dalle pleine.....	20
Figure II 6:Les charges du balcon.....	22
Figure II 7:Escaliers à deux volées.....	24
Figure II 8:Les dimensions du mur acrotère.....	28
Figure II 9:Les dimensions des poutres : principale et secondaire.....	30
Figure II 10:La terminologie d'un poteau.....	32
Figure II.11:Poteau le plus sollicité.....	32

Chapitre III :

Figure III 1:Schéma ferrailage de la poutrelle.....	53
Figure III 2:Moments en travée et sur appuis d'un panneau appuyé sur 4 cotés...56	
Figure III 3:Tranche d'une dalle pleine.....	60
Figure III 4:Coupe sur la cage d'escalier.....	64
Figure III 5:Escalier de type droite	65
Figure III 6:Dessin de ferrailage de l'escalier	77

Figure III 7:Schéma statique du balcon.....	79
Figure III 8:Section de calcul.....	79
Figure III 9:Schéma de ferrailage balcon.....	82
Figure III 10:Position de centre de pression.....	86
Figure III 11:Coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	89

Chapitre V :

Figure V 1:Ferrailage des poutres Principales et secondaire.....	114
Figure V 2:Détail de la zone nodale.....	117
Figure V 3:Ferrailage des poteaux (60X60).....	123
Figure V 4:Ferrailage des poteaux (55X55).....	123
Figure V 5:Ferrailage des poteaux (50X50).....	124
Figure V 6:Ferrailage des poteaux (45X45).....	124
Figure V 7:Ferrailage des poteaux (40X40).....	125
Figure V 8:Ferrailage des poteaux (30X30).....	125
Figure V 9:Dessin du ferrailage du voile de contreventement.....	130

Liste des tableaux :

Chapitre II :

Tableau II 1:Les charges du plancher terrasse inaccessible.....	18
Tableau II 2:Tableau 3:les charges du plancher étage courant.....	19
Tableau II 3:les charges du dalle pleine.....	20
Tableau II 4:les charges d'exploitation de chaque niveau.....	21
Tableau II 5:les charges du balcon.....	21
Tableau II 6;Les charges du mur extérieur.....	22
Tableau II 7:Les charges de la volée.....	26
Tableau II 8:Les charges du palier.....	27
Tableau II 9:Pré-dimensionnement des poteaux.....	33

Chapitre III :

Tableau III 1:Charges et surcharges d'exploitations.....	35
Tableau III 2:Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles.....	47
Tableau III 3:Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appui....	53
Tableau III 4:Charges et surcharges revenantes à la dalle plein.....	57
Tableau III 5:Combinaisons des charges revenantes à la dalle pleine.....	57

Chapitre IV :

Tableau IV 1:Valeurs des pénalités (Tab.4.4 du RPA99 V2003).....	95
Tableau IV 2:Résultante des forces sismiques.....	100
Tableau IV 3:Vérification du déplacement de tous les niveaux(Plancher).....	102
Tableau IV 4:Distribution des forces suivant la hauteur.....	103
Tableau IV 5:Effort Tranchant de chaque plancher.....	104
Tableau IV 6:L'effet P- Δ	105

Chapitre V :

Tableau V 1:Sollicitation d'une poutre du RDC.....	109
Tableau V 2:Autres types de sollicitation le plus défavorable.....	112
Tableau V 3:Ferraillage des poutres des différents niveaux.....	113
Tableau V 4:Caractéristiques mécanique des matériaux.....	115
Tableau V 5:Sollicitations normales pour les combinaisons sismiques.....	118
Tableau V 6:Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99.....	118
Tableau V 7:Sollicitations les plus défavorables.....	119
Tableau V 8:L'ensemble des résultats de ferraillage des autres types.....	121
Tableau V 9:Les résultats du ferraillage transversal.....	122
Tableau V 10:Les sollicitations sur le voile.....	128
Tableau V 11:Voiles parallèles à l'axe XX.....	129
Tableau V 12: Voiles parallèles à l'axe yy.....	129

Chapitre VI :

Tableau VI 1:Ferraillage du voile périphérique.....	133
Tableau VI 2:Vérification des contraintes.....	134
Tableau VI 3:Vérification au soulèvement.....	139
Tableau VI 4:Vérification a la compression.....	140
Tableau VI 5:Vérification de stabilité au renversement	140
Tableau VI 6:Armature de la dalle du radier à l'ELU.....	142
Tableau VI 7:Vérification du ferraillage de la dalle du radier à l'ELS.....	142
Tableau VI 8:Ferraillage de la nervure du radier à l'ELU.....	143
Tableau VI 9 :Vérification de la nervure du radier à l'ELS.....	143

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé/ملخص / Abstract

Liste des figures

Liste des tableaux

Sommaire

Introduction générale :.....1

CHAPITRE I : Généralités et Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....2

I.2 Présentation de l'ouvrage.....2

I.1.1 Implantation de l'ouvrage.....2

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage.....3

I.4 Caractéristiques structurelle.....3

I.5 Règlementations techniques utilisées:.....6

I.7 Caractéristique des matériaux.....9

I.7.1 Béton :.....9

I.7.2 Acier:.....12

I.8 Conclusion:.....14

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et estimation des charges

II.1 Introduction.....15

II.2 Pré-dimensionnement des planchers.....	15
II.2.1 Plancher en corps creux:.....	15
II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles :.....	16
II.2.3 Plancher en dalle pleine :.....	17
II.3 Balcon.....	21
II.4 Mur extérieur.....	22
II.5 Pré dimensionnement des escaliers.....	23
II.6 Pré dimensionnement de l'acrotère.....	27
II.7 Pré-dimensionnement des Poutres.....	28
II.7.1 Poutre Principale (P.P).....	28
II.7.2 Poutre Secondaire (P.S).....	29
II.8 Pré dimensionnement Poteaux.....	30
II.9 Pré-dimensionnement des voiles:.....	33
II.9.1 Voile de contreventement :.....	33
II.9.2 Voile périphérique :.....	33

CHAPITRE III:ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III.1 ETUDE DU PLANCHER :.....	34
III.1.1 Introduction:.....	34
III.2 Plancher à corps creux :.....	34
III.2.1 Calcul des sollicitations maximales.....	34
III.2.2 Choix de la méthode de calcul :.....	35
III.2.3 Les Différents types de poutrelles :.....	37
III.2.4 Application de la méthode de Caquot pour le type 5 de plancher.....	39
III.2.5 Ferrailage des poutrelles :.....	47
III.2.6 Vérification de la flèche :.....	50

III.2.7 Ferrailage de la table de compression :.....	53
III.3 Etude de la Dalle pleine:.....	55
III.3.1 Méthode de calcul :.....	55
III.3.2 Evaluation des charges :.....	57
III.3.3 Sollicitations :.....	57
III.3.4 Calcul de Ferrailage :.....	60
III.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement.....	62
III.3.6 Vérification de la flèche.....	62
III.4 ETUDE DES ESCALIERS :.....	64
III.4.1 Définition :.....	64
III.4.2 Les Caractéristiques techniques :.....	65
III.4.3 Combinaisons fondamentales :.....	71
III.4.4 Calcul du ferrailage :.....	74
III.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement :.....	76
III.5 Etude des balcons :.....	78
III.5.1 Calcul du ferrailage:.....	79
III.5.2 Vérification des contraintes de cisaillement :.....	81
III.5.3 Vérification de la flèche :.....	81
III.6 Etude de l'acrotère :.....	83
III.6.1 Définition :.....	83
III.6.2 Calcul du ferrailage :.....	83
III.6.3 Détermination des sollicitations :.....	84
III.6.4 Détermination de la section des armatures :.....	85
III.6.5 Vérification des contraintes de cisaillement :.....	88

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique :

IV.1 Introduction :	90
IV.2 Niveau d'application de l'action sismique :	90
IV.3 Modélisation :	90
IV.4 Présentation du Logiciel ROBOT :	91
IV.5 Choix de la Méthode de Calcul:	92
IV.5.1 Conditions d'Application de la Méthode Statique Equivalente:.....	92
IV.5.2 Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Modale Spectrale:.....	93
IV.5.3 Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Dynamique:.....	93
IV.6 Détermination des masses et centres de masse par étage :	98
IV.7 Caractéristique géométrique de la structure(ROBOT).	99
IV.8 Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :	100
IV.8.1 Vérifications de la période : [RPA990/V2003-Article 4.2.4].....	100
IV.8.2 Vérification des déplacements relatifs des étages : [RPA99/4.4.3].....	101
IV.9 Conclusion :	106

CHAPITRE V : Etude des éléments principaux

V.1 Introduction :	107
V.2 Ferrailage des portiques :	107
V.2.1 Etude des poutres :.....	107
V.2.2 Les sollicitations des poutres :.....	108
V.2.3 Etude des poteaux :.....	115
V.2.4 Combinaison des charges :.....	115
V.2.5 Ferrailage des poteaux :.....	116
V.2.6 Calcul du ferrailage :.....	119

V.3 Etude des voiles.....	126
V.3.1 Introduction :.....	126
V.3.2 Ferrailage des voiles	126
V.3.3 Combinaisons :.....	126
V.3.4 Vérification des voiles à l’effort tranchant :.....	130

CHAPITRE VI : Les Fondations

VI.1 Introduction :.....	131
VI.2 Etude du mur voile périphérique :.....	131
VI.2.1 Ferrailage du Voile :.....	132
VI.2.2 Vérification de l’effort tranchant a l’ELU.....	133
VI.2.3 Vérification des contraintes	134
VI.3 Généralité :.....	135
VI.3.1 Choix du type de fondation :.....	135
VI.3.2 Vérification du type de semelle à utiliser :.....	135
VI.3.3 Conclusion :.....	135
VI.4 Pré dimensionnement du radier :.....	136
VI.4.1 Hauteur du radier : hr.....	136
VI.5 Ferrailage du radier :.....	141
Conclusion générale :.....	145
Bibliographie :	146

Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer leurs sécurités.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale 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 les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des 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.

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.

Pour le calcul des éléments constituant de notre ouvrage, on suit les règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

Notre étude se compose de quatre parties dont la première partie sera consacrée à la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments et la descente des charges. La deuxième partie a été consacrée à l'étude des éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, Balcon, l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel **ROBOT** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondations, voiles, poteaux et poutres) et ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91** et des règlements parasismiques algériens **RPA 99/2003**.

CHAPITRE I :

Généralités et Présentation de l'ouvrage

Généralités et Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Mon travail consiste à étudier un bâtiment multi fonctionnel en béton armé, en trois blocs, comportant 10 étages + un RDC et une mezzanine à usage : commercial, habitation, bureaux. et 2 sous-sols utilisés comme parking.

Le bâtiment est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99/ version 2003 » dans le groupe 2.

Le bâtiment comporte :

Au niveau du deux Sous-sol : parking.

Au niveau du RDC, Mezzanine, étages 1 : Commerce, Bureaux.

Au niveau des étages 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 et 11 : Habitation.

Une terrasse inaccessible, niveau (+ 37.76m).

I.1.1 implantation de l'ouvrage

L'ouvrage est situé à ORAN qui est d'après la classification de zone sismique des wilayas du territoire nationale du RPA 99 V2003, classé en Zone II-a (zone de moyenne sismicité).

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage

- **Dimensions en élévation:**

- Hauteur du RDC ----- 3.40 m
- Hauteur étage courant ----- 3.06 m
- Hauteur totale ----- 37.76 m
- Hauteur du entre sol (1) ----- 3.1 m
- Hauteur du entre sol (2) ----- 2.8 m

- **Dimension en plan:**

- Longueur en plan ----- 29 m
- Largeur en plan ----- 13.5 m
- Longueur du balcon ----- 0.9 m

I.4 Caractéristiques structurelles

- **Système de contreventement :**

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques et des voiles de contreventement en béton armé, ce qui est exigé par RPA 99 (A1.a et 1.b), pour toute structure qui dépasse quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone II.a. Ce système de contreventement est un « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ». Selon toujours le même article, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, quant au charges horizontales (effort sismique), elles sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Généralités et présentation de l'ouvrage

➤ **Les Planchers :**

Le plancher est généralement défini comme un diaphragme horizontal rigide séparant deux niveaux adjacents, capable de supporter et transmettre des charges verticales et horizontales aux différentes poutres de l'ossature. Le bâtiment comporte deux types de planchers :

a-plancher a corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

b-plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers réalisés uniquement en béton armé d'une épaisseur bien déterminée, ce type de plancher est employé dans les portes à faux, balcon ...

- **Les poutres :** sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, il existe des poutres principales qui supportent la charge du plancher, et les poutres secondaires (poutre de chaînage) qui relient les portiques.
- **Poteaux :** sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure, ils sont sollicités à efforts normaux et moments fléchissant, (flexion composée).
- **Les Escaliers :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont composés d'un certain nombre de marches, de contremarches, de paliers et de paillasse, quelque fois avec une poutre palière et autres fois avec poutre brisée, ils sont en béton armé, coulés en place et construits étage par étage.

Généralités et présentation de l'ouvrage

Ce bâtiment comporte type d'escalier :

Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.

- **La Maçonnerie :**

Un mur est un élément vertical en maçonnerie, compose des matériaux manufactures, tel que les blocs de parpaing creux ou plain, lies les uns aux autres par des joints de mortier traditionnels, ou avec du mortier colle, ce bâtiment compose de :

- Murs extérieurs d'une épaisseur de 30cm en double paroi l'une d'une épaisseur de 15cm et l'autre de 10cm et une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Murs intérieur d'une épaisseur de 10cm.

- **Balcon :**

Dans notre projet on a des balcons constitués d'une dalle pleine en béton armé.

- **L'acrotère**

L'acrotère réalisé sur place, encastré dans le plancher terrasse ayant un rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Dans le cas de ce bâtiment, l'acrotère est d'une hauteur de 0.6 m.

- **Revêtement :**

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Plâtre pour les murs intérieures et les plafonds.
- Mortier pour les murs extérieures.
- Faïence pour les salles d'eau.
- Gaine d'ascenseurs : Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

Généralités et présentation de l'ouvrage

- **Le coffrage :**

Le coffrage est une enceinte provisoire destinée à contenir un matériau de construction (béton, pisé) utile pour maintenir ce matériau en place, en attendant sa prise puis son durcissement.

Le coffrage a pour but de réaliser des ouvrages aux formes définies par la surface interne du coffrage. Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés à l'aide d'un coffrage métallique ou coffrage en bois. Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

- **Les fondations :**

Les fondations sont des éléments de structure qui ont un rôle de transmission au sol, des efforts acheminent par la structure. Ces efforts peuvent être des forces normales verticales, des forces horizontales, ou des moments qui peuvent être de grandeur variable, et s'exercent dans des plans différents. La conception générale des fondations doit assurer la cohérence de l'ouvrage vis-à-vis du site, du sol et l'interaction sol-structure. Le choix du type de fondation va être déterminé dans les chapitres suivants.

I.5 Règlements techniques utilisés:

Toute la procédure de calcul devra respecter des règlements, dites (Règles professionnelles ou règles de l'Art de l'ingénieur). Ces règles exposent des méthodes à suivre pour des cas précis et les obligations associées et que l'on peut résumer en :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA version 2003).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC.2.2)
- Le Béton armé aux états limite (BAEL 91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

a) Le règlement parasismique algérien RPA99 V 2003 :

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés

b) Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC.2.2) :

Ce document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

c) Le Béton arme aux états limite (BAEL 91) :

Les présentes règles de calcul, dites règles BAEL91, sont applicables à tout les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seuls influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturel normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg par m³ de béton mis en œuvre.

d) Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 9) :

Est un document qui a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement en bâtiment courant.

Combinaison de calcul vis-à-vis des états limites

1) Etat limite ultime

- **Combinaison fondamentale** : Lors des situations durables ou transitoires il a lieu de considérer :

Généralités et présentation de l'ouvrage

$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i$ **BAEL 91 (Article A.3.3,2)**

Avec : $\gamma Q_1 = 1,5$ dans le cas général

$\gamma Q_1 = 1,35$ dans les cas suivants :

- la température ;
- les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier
- les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine

$1.35 G + 1.5 Q$ **RPA 99 V2003**

II)

- **Combinaisons accidentelles :**

$G_{\max} + G_{\min} + FA + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$ **BAEL 91 (Article A.3.3,2)**

Avec :

FA : la valeur nominale de l'action accidentelle ;

$\Psi_{11} Q_1$: la valeur fréquente d'une action variable ;

$\Psi_{2i} Q_i$: la valeur quasi permanente d'une autre action variable

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q + 1.2 E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

RPA 99 V2003 (Article 5.1)

2) Etat limite de service :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$ **BAEL 91 (Article A.3.3,3)**
RPA 99 V2003

- **Le Béton**

$$\text{En compression:} \quad f_{c28}=25\text{MPa} \quad \Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.2\text{MPa} & \text{cas générale.} \\ f_{bu} = 18.5\text{MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$$

$$\text{En traction:} \quad f_{t28}=2.1\text{MPa}$$

$$\text{Contrainte limite:} \quad \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

:

- **L'acier**

$$FeE400 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 348\text{MPa} & \text{cas général.} \\ \sigma_s = 400\text{MPa} & \text{cas accidentel} \end{cases}$$

I.7 Caractéristique des matériaux

I.7.1 Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre, au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

a) Le Dosage du Béton :

On a utilisé un béton ordinaire, le dosage dans les conditions normales est :

Ciment CPA 325: 350 kg/m

Gravier 15/25 mm: 534 Kg/m

Gravier 8/15 mm: 445 Kg/m

Sable Dg < 5 mm : 400 kg/m

Généralités et présentation de l'ouvrage

L'eau de gâchage : 175 l/m

- La densité théorique de ce béton est : **2500 Kg/m**

Résistance caractéristique du béton : BAEL (Article A.2.1,11)

a) Résistance à caractéristique la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée **f_{c28}** . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance **f_{c28}** au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour $j \leq 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 \times j} \times f_{c28} \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95 \times j} \times f_{c28} \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ pour } f_{cj} \geq 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j ($j \geq 60$): **$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$**

b) Résistance à caractéristique la traction : BAEL (Article A.2.1,12)

La résistance caractéristique a la traction du béton a j jours note **f_{tj}** et définie par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{2/3} \text{ si } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

Pour l'étude de ce projet, on prendra :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ et } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Généralités et présentation de l'ouvrage

Contrainte limite de compression : BAEL91 (Article A.4.3.4)

- La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

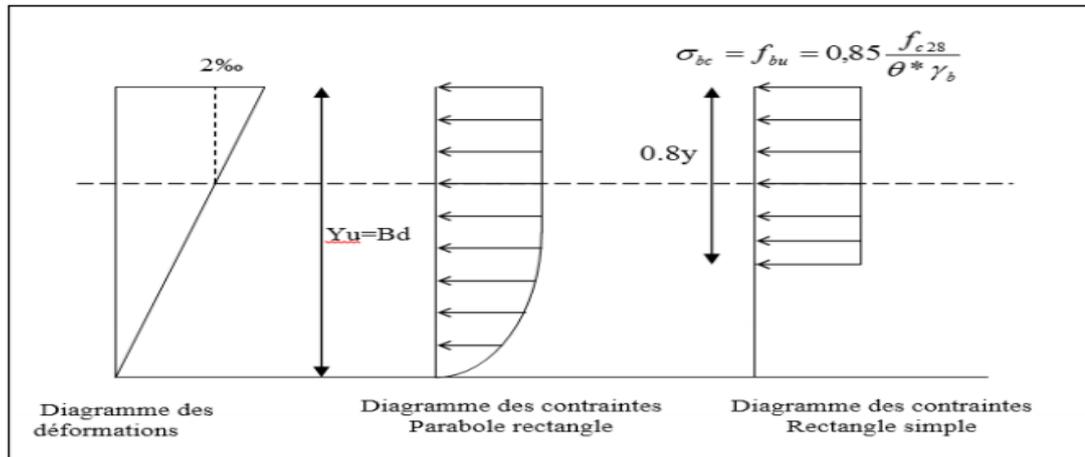
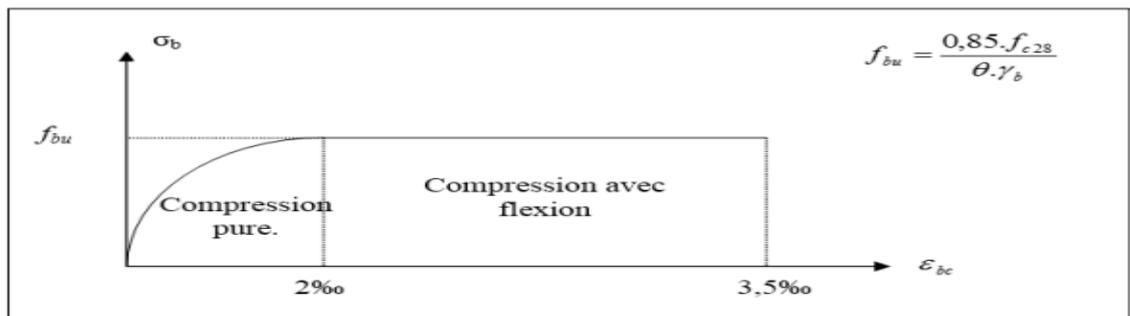


Figure 1: diagrammes des contraintes du béton à l'ELU



- $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ raccourcissement unitaire du béton à la compression.
- $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ raccourcissement unitaire du béton à la flexion simple.

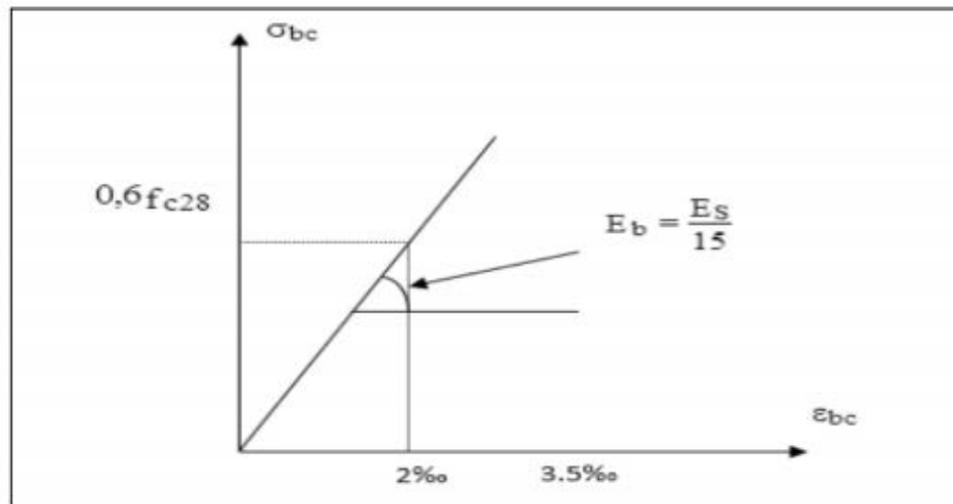
- ✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

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

CBA 93 (Article A.4.5.2)

Généralités et présentation de l'ouvrage

Donc pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.



I.7.2 Acier:

L'acier est un alliage du Fer et du Carbone, en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

Les aciers utilisés pour la mise en œuvre des éléments en béton armé sont :

III) Tableau 1:types et caractéristique de l'acier

TYPE D'ACIER	Rond Lisse Fe E 235	Haute Adhérence Fe E 400	Treillis soudé Fe E 520
Symbole	RL	HA	TS
Limite élastique (MPa)	235	400	520
Résistance à la rupture	410-490	480	550
Allongement relatif à la Rupture ‰	22	14	8
Coefficient de Fissuration η	1	1.6	1.3
Coefficient de Scellement ψ	1	1.5	1
Utilisation	Cadre et étriers des Poutres et des poteaux...	Tous travaux en Béton armé	Emploi courant pour : Planchers, dalle de compression

Généralités et présentation de l'ouvrage

Diagramme contrainte déformation:

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante:

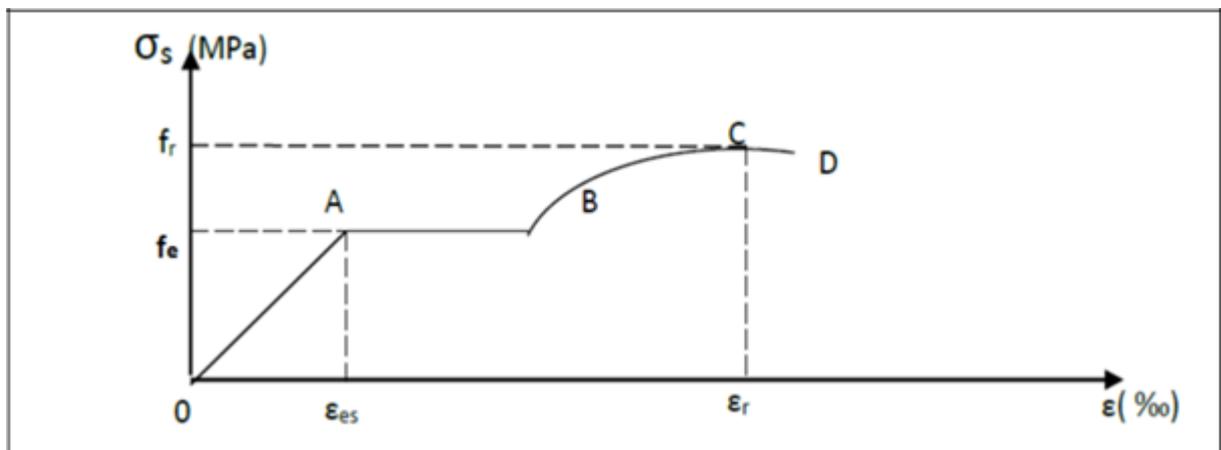


Figure I 2: Diagramme des contraintes-Déformation d'acier réel.

Avec : f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue dans ce diagramme 04 parties :

Zone OA: Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermississement.

Zone CD : Domaine de striction.

Le point D : c'est la rupture.

Généralités et présentation de l'ouvrage

Diagramme contrainte déformation de calcul :

BAEL91 (Article A.2.2,2)

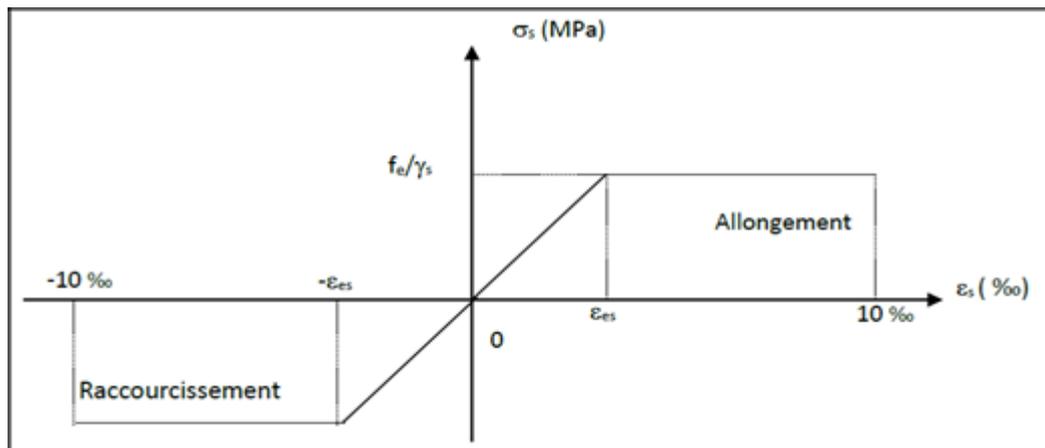


Figure I 3: Diagramme des contraintes-Déformation d'acier de calcul.

Limite d'élasticité :

σ Coefficient de sécurité avec :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situation durable} \\ 1 & \text{En situation accidentelle} \end{cases}$$

I.8 Conclusion:

Après avoir présenté l'ouvrage, citer les caractéristiques des matériaux, ainsi que le dosage du béton, on peut entamer le chapitre de pré-dimensionnement des éléments suivent les hypothèses et règles de calcul indiqués dans le présent chapitre.

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement et estimation des charges

II.1 Introduction

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la construction, éléments de la structure doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant.

Pour cela on procède au pré dimensionnement qui se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur :

RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2...

Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.2 Pré-dimensionnement Les planchers

II.2.1 Plancher en corps creux:

Définition:

Le plancher est un élément horizontale il assure la transmission des d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et à transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles), son rôle est de séparer entre les étage ainsi que d'assurer l'isolation phonique, acoustique et thermique idéales.

Dans ce projet, on va opter pour des planchers en corps creux pour les étages courants et en dalle pleine pour les balcons.

La condition de résistance à la flèche du plancher en corps creux est :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ CBA 93 (Article B.6.8.4.2.4)}$$

L_{max} :longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

h_t : hauteur du plancher

$$L_{max} = 4.35 \text{ m}$$

$$h_t \geq 445/22.5 = 19,77 \text{ cm}$$

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé d'un hourdis de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

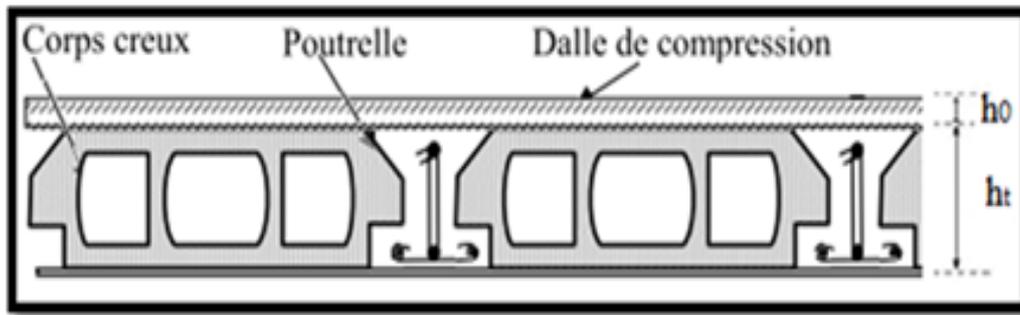


Figure II 1: épaisseur du plancher corps creux

II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, coulés sur place, et reposent sur des poutres principales ou des voiles, elles sont considérées comme poutres continues semi encastées et seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. la section transversale des nervures est une section en T, les caractéristiques géométriques définies par le (BAEL.91), sont illustrées sur la figure suivante :

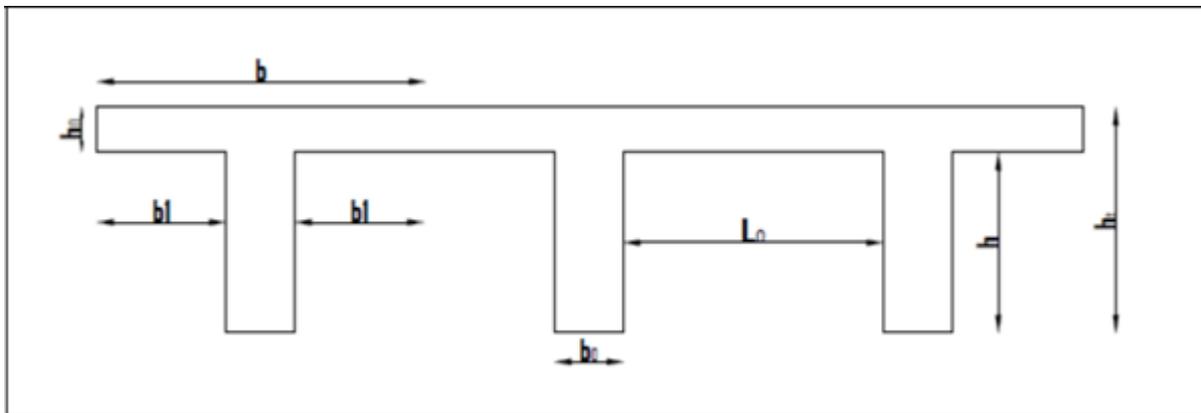


Figure II 2: schéma des poutrelles

- Détermination de b_0 : selon (BAEL 91) :

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.8 h_t$$

Avec :

b_0 : la largeur de la nervure.

h_t : l'épaisseur total de la dalle a corps creux ($h_t=16$ cm).

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$$

On adopte : $b_0=10$ cm

Pré-dimensionnement et estimation des charges

➤ Détermination de la largeur de table de compression b :

- $b_1 \geq (L_n - b_0) / 2 = (60 - 10) / 2 = 25 \text{ cm}$
- $b_1 \geq L / 10 = 445 / 10 = 44.5 \text{ cm}$
- $b_1 \geq (6 \div 8) h_0 = (30 \div 40) \text{ cm}$

Donc $b_1 = 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 * b_1 + b_0 = 2 * 25 + 10 = 60 \text{ cm}$

$L_0 = 60 \text{ cm}$ (distance entre deux poutrelles)

$L = 445 \text{ cm}$ (portée maximale de la poutrelle entre nu)

- ✓ **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ✓ **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

II.2.3 Plancher en dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque en béton armé, qui a une épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Son épaisseur est déterminée à partir des conditions suivantes :

- ✓ Résistance au coup de feu :

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

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

$e \geq 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- 2) Résistance à la flexion :

- ✓ $\frac{Lx}{20} \leq e$ pour une dalle qui repose sur 1 seule appui.

- ✓ $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{20}$ pour une dalle qui repose sur 2 appuis.

- ✓ $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ pour une dalle qui repose sur 3 ou 4 appuis.

Dans notre cas $Lx = 445 \text{ cm}$

$$\frac{445}{50} \leq e \leq \frac{445}{40} \quad \text{Soit: } 8.9 \text{ cm} \leq e \leq 11.125 \text{ cm}$$

Pour une résistance idéale, nous retenons comme épaisseur des dalles $e = 15 \text{ cm}$

Pré-dimensionnement et estimation des charges

Evaluation des charges et surcharges :

Plancher terrasse inaccessible :

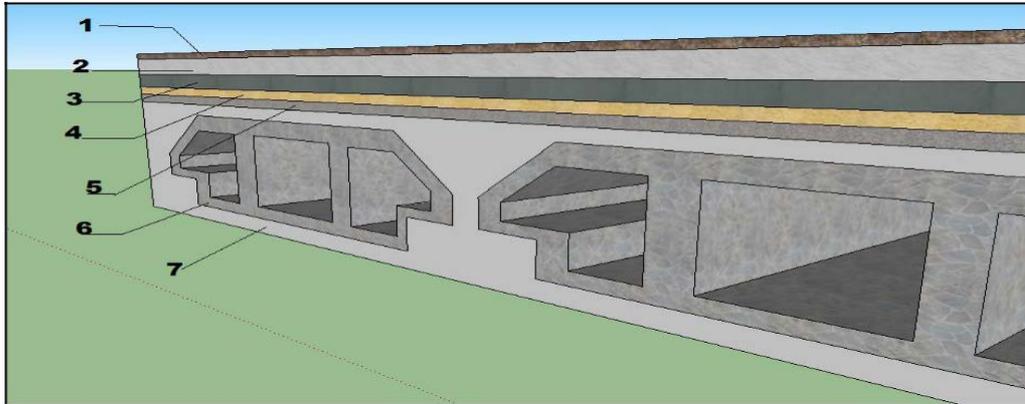


Figure II 3:les différents composants du plancher terrasse inaccessible

Tableau II 1:les charges du plancher terrasse inaccessible

	Inaccessible	Epaisseur (m)	Poids KN/m ₃	KN/m ₂
1	Gravions roulé de protection	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	0.5	0.02
5	Forme de pente	0.08	22	1.76
6	Plancher corps creux 16+4	0.20	/	2.8
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
	Charge permanente Totale :		6.08 KN/m ²	
	Charge d'exploitation :		1 KN/m ²	

Pré-dimensionnement et estimation des charges

Plancher étage courant :

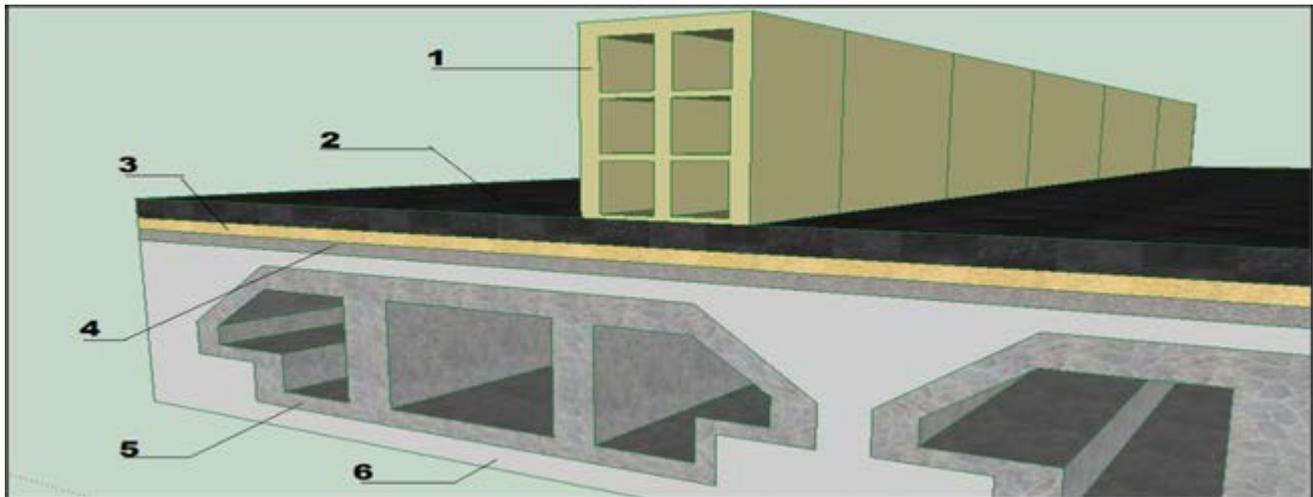


Figure II 4: les différents composants du plancher étage courant

Tableau II 2: Tableau 3: les charges du plancher étage courant

	Courant	Epaisseur (m)	Poids KN/m ³	KN/m ²
1	carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de Sable	0.02	18	0.36
4	cloisons interieur	0.01	10	1
5	Plancher Corps Creux 16+4	0.2	/	2.85
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
	Charge permanente Totale :		5.16 KN/m ²	

Pré-dimensionnement et estimation des charges

Plancher dalle pleine :

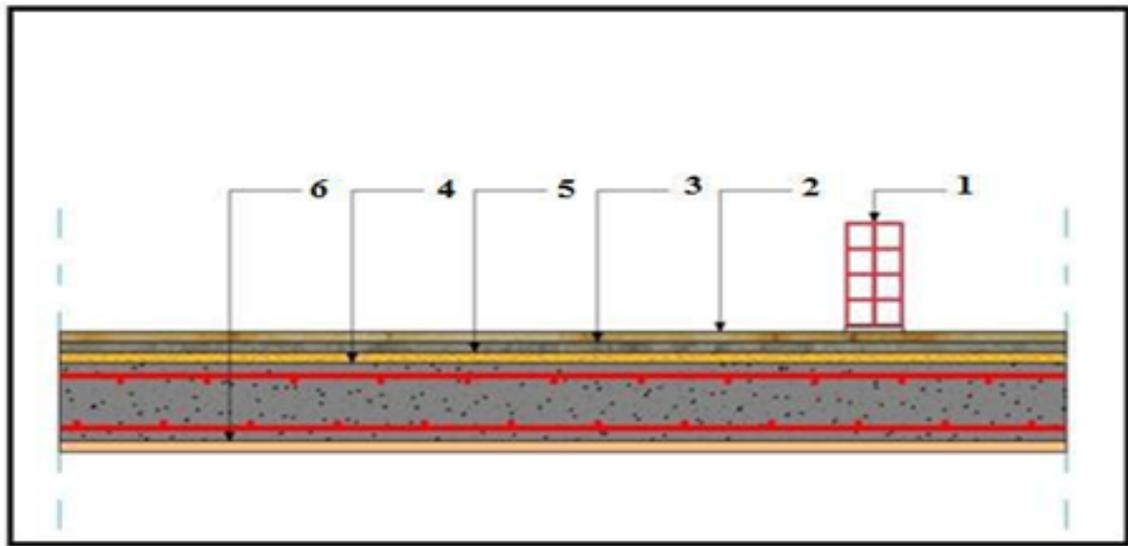


Figure II 5:les différents composants du plancher dalle pleine

Tableau II 3:les charges du dalle pleine

Matériaux		d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Cloison de répartition	-	-	1
2-Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.4
3-Mortier de pose	0.02	20	0.4
4-Dalle pleine	15	25	3.5
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6-lit de sable	0.02	18	0.36
Charge permanente totale			G= 5.98 KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=5 KN/m ²

Pré-dimensionnement et estimation des charges

Charge d'exploitations correspondantes :

Selon le règlement (DTR-BC 2.2), chaque niveau du bâtiment est soumis à la charge d'exploitation suivante :

Tableau II 4: les charges d'exploitation de chaque niveau

Nature du locaux	Charge d'exploitation(KN/m ²)
Planche terrasse inaccessible	1
Plancher usage d'habitation	1.5
Plancher usage bureau	2.5
Plancher usage commerce	5

II.3 Balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

Selon le BAEL91 $e \geq \frac{L}{10}$ avec L : Largeur de balcon

$$e \geq \frac{110}{10} \Rightarrow e \geq 11 \text{ cm} \text{ On prend } e = 15 \text{ cm}$$

Tableau II 5: les charges du balcon

	Balcon	(m)	KN/m ₃	Poids Surfaccique KN/m ₂
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Dalle Pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit au ciment	/	/	0,27
	Charge permanente Totale :		5.22 KN/m ²	
	Charge d'exploitation :		3.5 KN/m ²	

II.4 Mur extérieur

a) Définition :

Les murs extérieurs sont construits en brique creuse composés d'une double cloison de 10 et 15 cm d'épaisseur avec une âme d'air de 5 cm d'épaisseur à fin de garantir l'isolation phonique, Acoustique et thermique nécessaire.

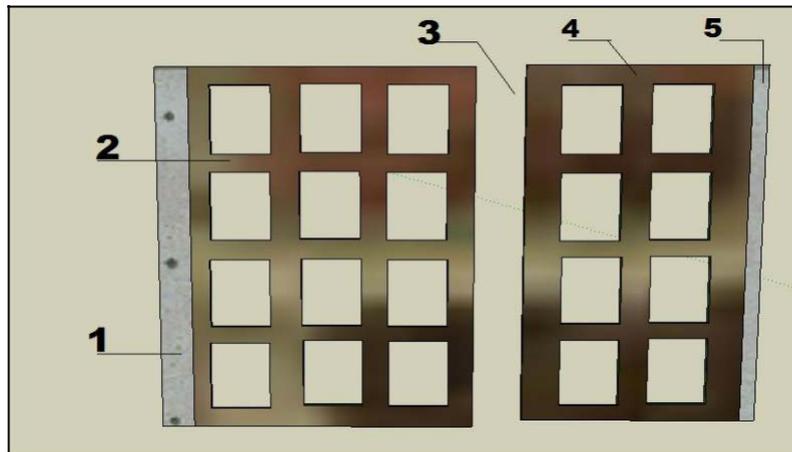


Figure II 6:les charges du balcon

Tableau II 6;les charges du mur extérieur

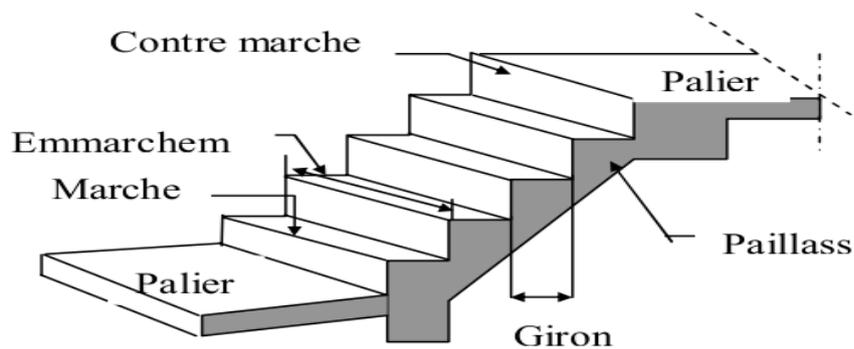
	Mur extérieur	(m)	KN/m ³	Poids Surfaccique KN/m ²
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
	Charge permanente Totale :	2.81 KN/m ²		

Pré-dimensionnement et estimation des charges

II.5 Pré dimensionnement des escaliers

Définition:

L'escalier est une construction architecturale en béton armé coulé sur place, constitué d'une suite régulière de marches et de contre marche, permettant l'accès d'un étage à l'autre.



H : Hauteur d'étage

g: Giron

ep : épaisseur de paillasse

h: hauteur du contre marche

L : la longueur de la paillasse pochetée

n: nombre de contre marche

Pré-dimensionnement et estimation des charges

Les Caractéristiques techniques :

Dans notre projet on a un type d'escaliers à deux volées :

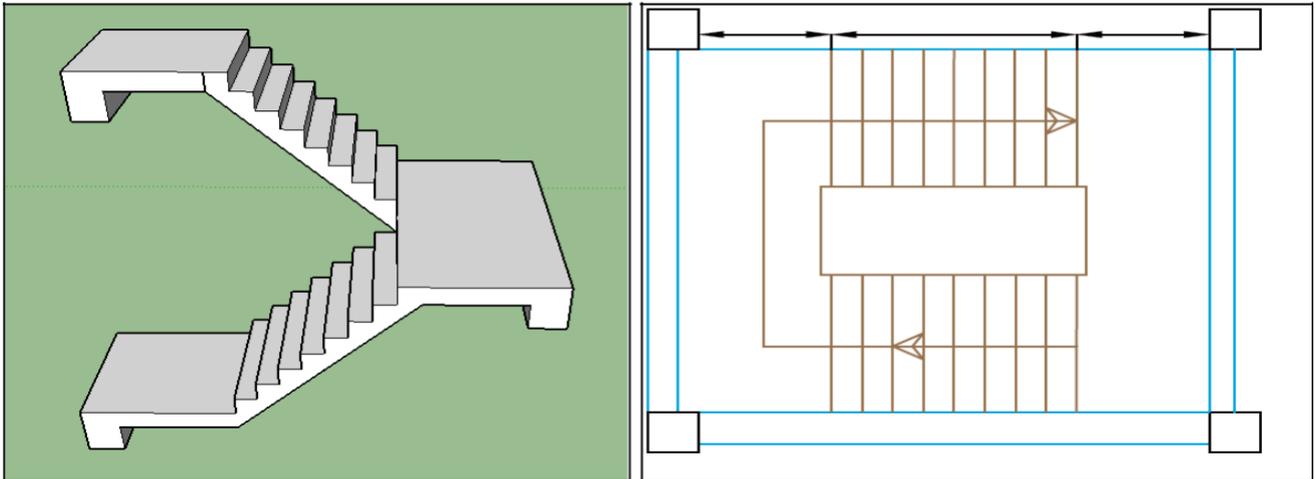


Figure II 7:escaliers à deux volées

Nous utilisons la formule de BLANDEL :

Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de marche : $n = 306/17 = 18$

Le Giron : $60 < 2h + g < 64 \text{ cm} \Rightarrow 26 < h < 30$ on prend $g = 30 \text{ cm}$

Il y a deux volées ($H/2 = 1.53 \text{ m}$) donc :

Il y a 9 marches sur chaque volée

- **L'emmarchement :**

On adopte un jour de : 59 cm

\Rightarrow Longueur de l'emmarchement :

$$L = (299 - 59) / 2 = 1.20 \text{ m}$$

Pré-dimensionnement et estimation des charges

- **Palier :**

-Largeur de palier : $L = 1.20 \text{ m}$

-L'épaisseur de palier : $e = 15 \text{ cm}$

- **Paillasse :**

-L'inclinaison de la paillasse :

$\tan\alpha = 17/30 = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$ Alors :

-La longueur de la paillasse est égale à : $L = 2.70 / \cos\alpha = 3.1 \text{ m}$

-L'épaisseur de la paillasse : $e = 15$

b)-Pour RDC :

Hauteur d'étage : $H = 3.4 \text{ m}$

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de marche : $n = 340/17 = 20$

Le Giron : $60 < 2h + g < 64 \text{ cm} \Rightarrow 26 < h < 30$ on prend $g = 30 \text{ cm}$

Il y a deux volées ($H/2 = 1.7 \text{ m}$)

Il y a 10 marches sur chaque volée

c)-Pour entre sol (1) :

Hauteur d'étage : $H = 3.1 \text{ m}$

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de marche : $n = 310/17 = 18$

Le Giron : $60 < 2h + g < 64 \text{ cm} \Rightarrow 26 < h < 30$ on prend $g = 30 \text{ cm}$

Il y a deux volées ($H/2 = 1.55 \text{ m}$)

Pré-dimensionnement et estimation des charges

Il y a 9 marches sur chaque volée

c)-Pour entre sol (2) :

Hauteur d'étage : $H = 2.8 \text{ m}$

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de marche : $n = 280/17 = 16$

Le Giron : $60 < 2h+g < 64 \text{ cm} \Rightarrow 26 < h < 30$ on prend $g = 30 \text{ cm}$

Il y a deux volées ($H/2 = 1.4 \text{ m}$)

Il y a 8 marches sur chaque volée

Tableau II 7: les charges de la volée

	Volée	Epaisseur (m)	Poids KN/m ³	KN/m ²
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	17	0.34
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Paillasse	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
6	Garde de corps	/	/	0.6
7	Marche	$0.17/2 = 0.8$	25	2.13
	Charge permanente Totale (15)	8.06 KN/m ²		
	Charge d'exploitation	2.5 KN/m ²		

Pré-dimensionnement et estimation des charges

Tableau II 8: Les charges du palier

	Palier	Epaisseur (m)	Poids e KN/m ³	KN/m ²
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	17	0.34
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.4
	Charge permanente Totale (16)		5.33KN/m ²	
	Charge d'exploitation		2.5 KN/m ²	

II.6 Pré dimensionnement de l'acrotère

Définition :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle l'empêchement d'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, son calcul se fait en flexion composée, en considérant une bande d'un mètre de largeur.

Pré-dimensionnement et estimation des charges

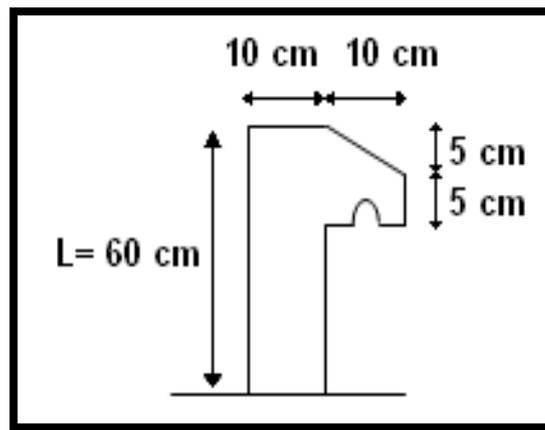


Figure II 8: les dimensions du mur acrotère

Evaluation des charges :

➤ Charge permanent :

Poids propre de l'acrotère :

- $G = 1,687 \text{ KN/ml.}$
- $p = 1 \text{ KN/ml.}$

Charge permanente Totale 3.36

Charge d'exploitation 1

Pré-dimensionnement et estimation des charges

II.7 Pré-dimensionnement des Poutres

II.7.1 Poutre Principale (P.P)

Définition :

Sont des éléments horizontaux en béton armé, dans le rôle est de reprendre les charges provenant des poutrelles, et sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- Hauteur h de la poutre :

Selon BAEL 91, le pré dimensionnement se fait par le calcul suivant :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

L_{max} : longueur maximale entre nu d'appuis **$L_{max} = 490m$**

D'où : $32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$ On adopte : **$h = 40cm$**

Largeur b de la poutre :

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h \text{ } 16 \leq b \leq 32$$

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

Vérification: RPA 99 V 2003 [A.7.5.1]

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \text{ } \textit{Vérfiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \text{ } \textit{Vérfiée}$$

$$h/b = 40/30 = 1,33 \leq 4 \text{ } \textit{Vérfiée}$$

Pré-dimensionnement et estimation des charges

II.7 .2 Poutre Secondaire (P.S)

Définition :

Ce sont des poutres disposées parallèlement aux poutrelles.

- Hauteur h de la poutre :

Selon BAEL 91, le pré dimensionnement se fait par le calcul suivant :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

L_{max} : longueur maximale entre nu d'appuis **$L_{max} = 495m$**

D'où : $33 \text{ cm} \leq h \leq 49.5 \text{ cm}$ **on adopte : $h = 40cm$**

Largeur b de la poutre :

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h \text{ } 16 \leq b \leq 32$$

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

Vérification : RPA 99 V 2003 [A .7.5.1]

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \text{ } \textit{Vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \text{ } \textit{Vérifiée}$$

$$h/b = 40/30 = 1,33 \leq 4 \text{ } \textit{Vérifiée}$$

Récapitulation des sections des poutres :

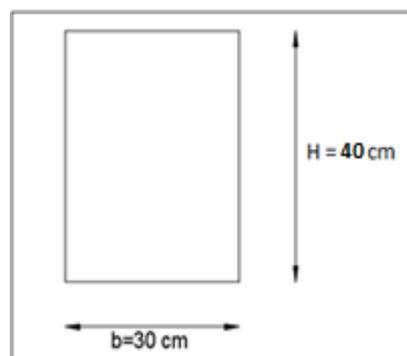


Figure II 9: les dimensions des poutres : principale et secondaire

Pré-dimensionnement et estimation des charges

II.8 Prédimensionnement Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis le flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II-a :

➤ $\min (h_1, b_1) \geq 25\text{cm}$

➤ $\min (h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20}$

➤ $0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tel que :

he: Hauteur libre d'étage, elle est égale à : $3.06 - 0.20 = 2.86$ m (pour tout les étages)

Pré-dimensionnement et estimation des charges

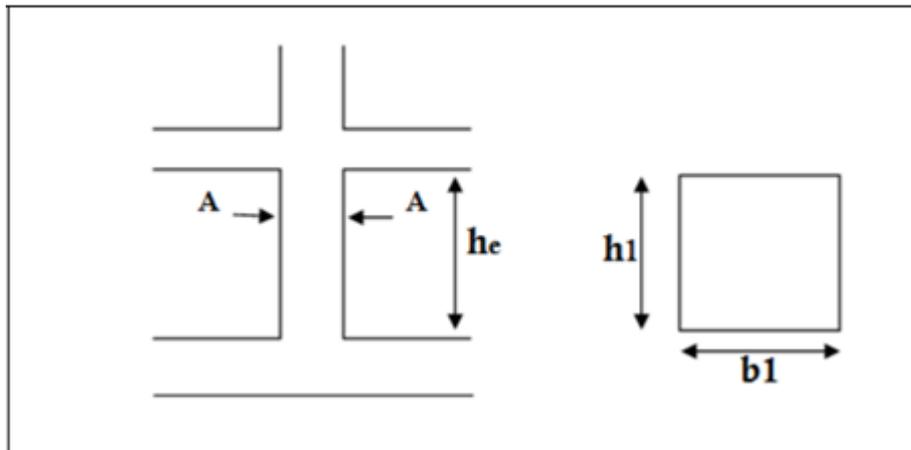


Figure II 10: la terminologie d'un poteau

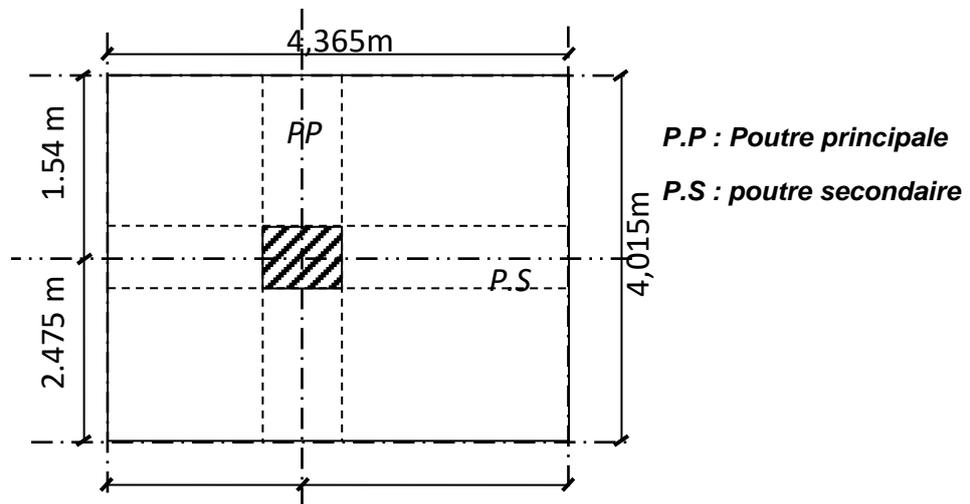


Figure II.1: poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage, c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface afférente $S = (4.365) (4.015) \Rightarrow S = 17.525\text{m}^2$

Pré-dimensionnement et estimation des charges

Tableau II 9: Pré-dimensionnement des poteaux

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{sup} [KN]	N _{pu} [KN]	N _{long} [KN]	N _{pot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif Flammen t
3,06	haut 10 eme etage	6,08	1	19,888	16,261		0,000	170,137	206,286	150,857	136,719	13,693	40	14,182	18,551
3,06	haut 9 eme etage	11,24	2,5	39,776	32,522		14,094	331,652	418,044	304,794	277,065	18,645	40	20,159	18,551
3,06	haut 8 eme etage	16,4	3,85	59,664	48,782		28,188	489,224	625,858	456,101	414,797	22,367	40	24,660	18,551
3,06	haut 7 eme etage	21,56	5,05	79,552	65,043		42,282	642,852	829,729	604,780	549,916	25,450	40	28,397	18,551
3,06	haut 6 eme etage	26,72	6,1	99,440	81,304		56,376	792,537	1029,657	750,830	682,421	28,123	40	31,640	18,551
3,06	haut 5 eme etage	31,88	7	119,328	97,565		70,470	938,279	1225,642	894,252	812,313	30,501	45	34,530	16,490
3,06	haut 4 eme etage	37,04	7,75	139,216	113,825		88,308	1080,077	1421,427	1037,817	942,072	32,693	45	37,199	16,490
3,06	haut 3 eme etage	42,2	8,5	159,104	130,086		106,145	1221,876	1617,212	1181,383	1071,832	34,739	45	39,689	16,490
3,06	haut 2 eme etage	47,36	9,25	178,992	178,992		123,983	1363,675	1845,642	1349,130	1223,228	36,975	45	42,413	16,490
3,06	haut 1 eme etage	52,52	10	198,880	198,880		141,821	1505,473	2045,055	1495,383	1355,391	38,816	45	44,652	16,490
3,06	haut mezzanine	57,68	11,75	218,768	218,768		159,659	1673,560	2270,755	1659,161	1504,978	40,794	50	47,034	14,841
3,4	haut rdc	62,84	13	238,656	235,029		181,680	1828,503	2483,869	1814,588	1646,222	42,574	50	49,188	16,490
3,1	haut s.s011	68,7	14,25	258,544	258,544		206,571	2000,007	2723,667	1989,783	1805,152	44,487	55	51,508	13,668
2,8	haut s.s012	74,56	16,75	278,432	278,432		233,626	2204,372	2994,863	2185,800	1984,891	46,552	55	53,985	12,345
2,5	haut Avant poteau	73,86	16,75	278,432	274,805		206,571	2187,810	2979,370	2174,324	1974,623	46,937	60	55,843	10,104
	haut semelle	73,86	16,75	278,432	274,805		206,571	2187,810	2979,370	2174,324					

Pré-dimensionnement et estimation des charges

II.9 Pré-dimensionnement des voiles:

Définition:

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux Par des planchers.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités : (RPA 99/Version 2003), de plus l'épaisseur minimale du voile (e_{\min}) est de 15cm.

D'après le RPA99 V 2003 [A.7.1.1], les voiles doivent satisfaire ces conditions :

$e \geq h_e/25$ Pour les voiles simples.

$e \geq h_e/22$ pour les voiles à une extrémité rigide.

$e \geq h_e/20$ pour les voiles à deux extrémités rigide.

On a deux types des voiles:

II.9.1 Voile de contreventement :

Zone d'ORAN- $\left\{ \begin{array}{l} \text{nombre d'étages} > 4 \\ h > 12\text{m} \end{array} \right.$

II.9 .1 Voile périphérique :

- $a \geq \frac{h_e}{20}$, $h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$
- $a = \frac{240}{20} = 14.3 \text{ cm}$

On choisit une épaisseur de 15 cm : $a = 15\text{cm}$

Chapitre III :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES :

III.1 ETUDE DU PLANCHER :

III.1.1 Introduction:

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

III.2 Plancher à corps creux :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associée à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4cm.

III.2.1 Calcul des sollicitations maximales

- Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

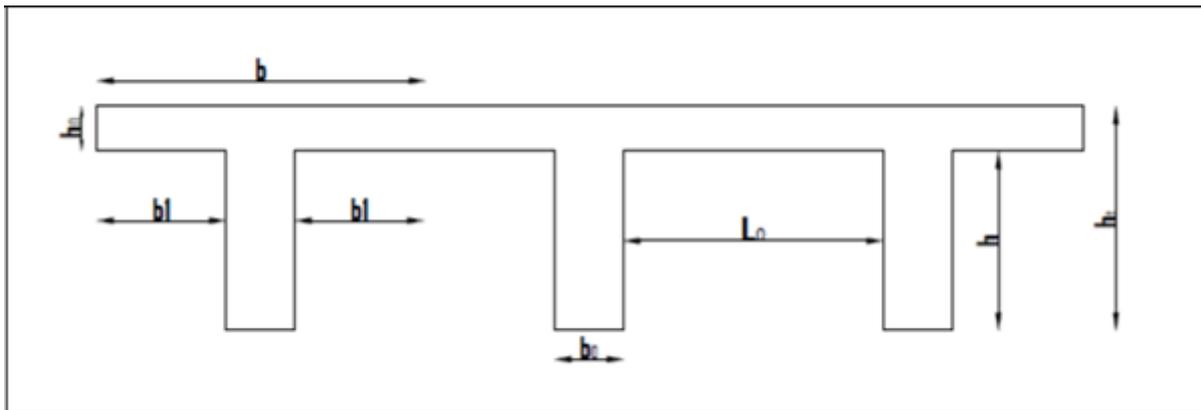


Figure III 1:schéma des poutrelles

Etude des éléments secondaires

On a :

ht : Hauteur De La Nervure.....**ht** =16+4 = 20cm

h_o : Hauteur De La Dalle De Compression.....**h_o**=4cm

b_o: Largeur De La Nervure.....**b_o** =10cm

L_o: =2xb1.....**L_o**=2xb1

L: La Largeur Max.....**L** =5m

b : Largeur De La Dalle.....**b**=60

Ht : La Hauteur Du Plancher.....20cm

Charges et surcharges et combinaison des charges :

ELU :**qu**= (1.35G+1.5Q)x0.60

ELS :**qser**= (G+Q)x0.60

Tableau III 1:Charges et surcharges d'exploitations

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	qu (KN/m ²)	qs (KN/m ²)	0.60qu (KN/m ²)	0.60qs (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6,08	1	9,70	7,08	5,82	4,24
Etage courant (2-10)	5,16	1,5	9,21	6,66	5,52	3,99
Bureaux	5,16	2,5	10,71	7,66	6,42	4,59
Mezzanine	5,16	5	14,46	10,16	8,67	6,09

III.2.2 Choix de la méthode de calcul :

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

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot

Etude des éléments secondaires

- Méthode forfaitaire:

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

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

- 4) Fissuration peu nuisible.

Remarque:

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique **la méthode de Caquot**.

▪ Application :

- 1) Condition vérifié.
- 2) Condition vérifié
- 3) Condition non vérifié
- 4) Condition vérifié

Remarque : les conditions d'application ne sont pas vérifiées on utilise la méthode de Caquot minorée

▪ Méthode de Caquot :

Elle est applicable si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

On applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis :

$$G' = \frac{2}{3} G$$

Principe de calcul :

- Notation de longueur :

$L' = 0,8 L$ travée intermédiaire.

$L = L$ travée de rive.

Etude des éléments secondaires

- Cas des charges uniformément réparties.

$$\text{Moment en appuis : } M_i(q) = - \frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$$

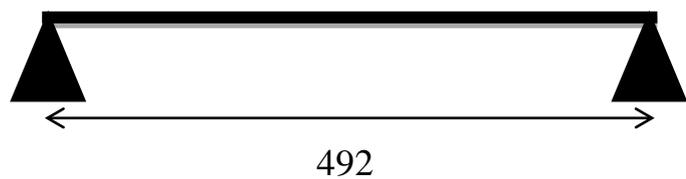
$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q \times x^2}{2} - \sum_{a_i \leq x_0} p_i x \end{cases}$$

$$\text{Efforts tranchants : } \begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} - \sum p_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + q \times L + \sum p_i \end{cases}$$

III.2.3 Les Différents types de poutrelles :

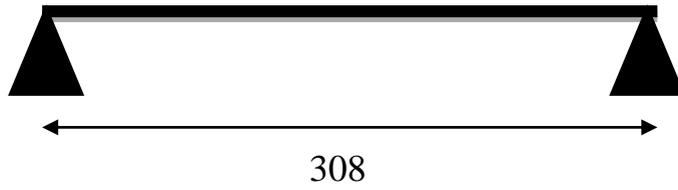
On a 5 types de poutrelles :

TYPE 1 :

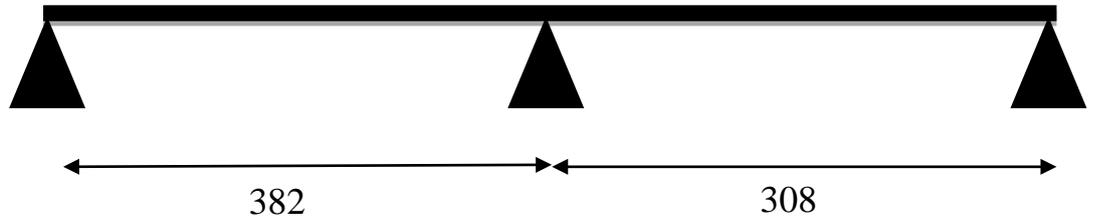


Etude des éléments secondaires

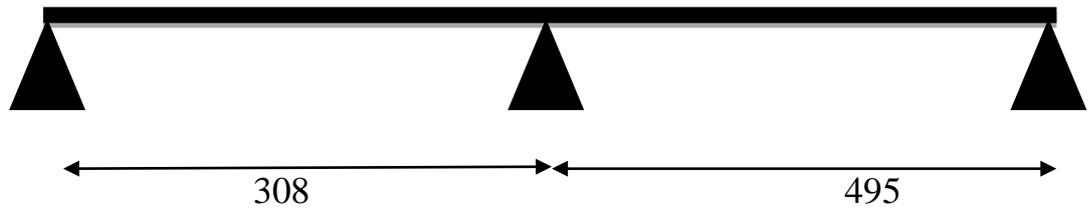
TYPE 2 :



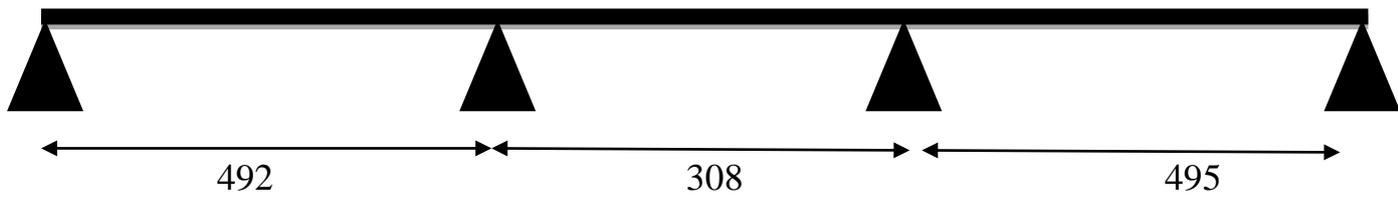
TYPE 3 :



TYPE 4 :

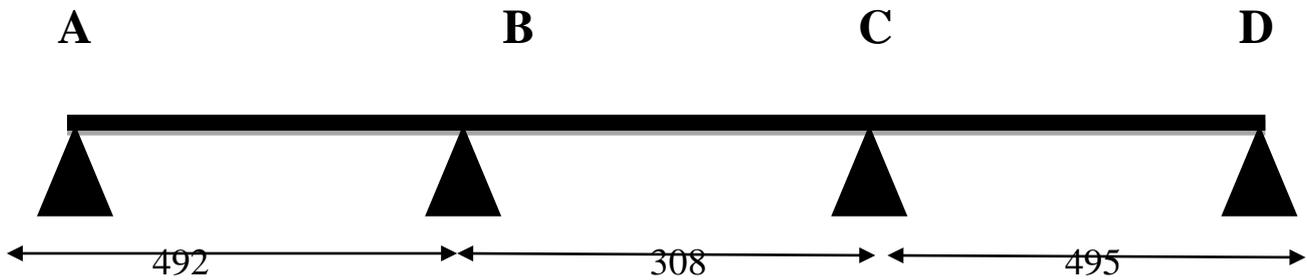


TYPE 5 :



Etude des éléments secondaires

III.2.4 Application de la méthode de Caquot pour le type 5 de plancher terrasse inaccessible :



A l'ELU :

- Moments aux appuis :

$$G' = \frac{2}{3} \times 6,08 = 4,05 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = (1,35 \times 4,05 + 1,5 \times 1) \times 0,60 = 4,18 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (4,05 + 1) \times 0,60 = 3,03 \text{ kN/m}$$

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN. M}$$

$$M_B = -\frac{q_w \cdot l'_w{}^3 + q_e \cdot l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

$$q_w = q_e = 4,18 \text{ kN/m}$$

Longueurs fictives :

$$l'_w = 4,92 \text{ m}$$

$$l'_e = 0,8 \times 3,08 = 2,46 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4,18 \times (4,92^3 + 2,46^3)}{8,5(4,92 + 2,46)} = -8,92 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -\frac{q_w \cdot l'_w{}^3 + q_e \cdot l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

Longueurs fictives :

$$l'_w = 0,8 \times 3,08 \text{ m} = 2,46 \text{ m}$$

$$l'_e = 4,95 \text{ m}$$

Etude des éléments secondaires

$$MC = \frac{4,18 \times (2,46^2 + 4,95^2)}{8,5(2,46 + 4,95)} = -9,03 \text{ kN.m}$$

- Moments en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$X = \frac{4,92}{2} - \frac{0 + 8,92}{5,82 \times 4,92} = 2,15$$

$$M_0 = \frac{5,82 \times 2,15}{2} \times (4,92 - 2,15) = 17,33 \text{ kN.m}$$

$$M(x) = 17,33 - 8,92 \times \frac{2,15}{4,92} = 13,43 \text{ kN.m}$$

Travée BC :

$$X = \frac{3,08}{2} - \frac{-8,92 + 9,03}{5,82 \times 3,08} = 1,53$$

$$M_0 = \frac{5,82 \times 1,53}{2} \times (3,08 - 1,53) = 6,90 \text{ kN.m}$$

$$M(x) = 6,90 - 8,92 \times \left(1 - \frac{1,53}{3,08}\right) - 9,03 \times \frac{1,53}{3,08} = 2,06 \text{ kN.m}$$

Travée CD :

$$X = \frac{4,95}{2} - \frac{-8,92}{5,82 \times 4,95} = 2,78$$

$$M_0 = \frac{5,82 \times 2,78}{2} \times (4,95 - 2,78) = 17,55 \text{ kN.m}$$

$$M(x) = 17,55 - 9,03 \times \left(1 - \frac{2,78}{4,95}\right) = 13,59 \text{ kN.m}$$

Etude des éléments secondaires

- Effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

TravéeAB :

$$V_A = \frac{5,82 \times 4,92}{2} + \frac{-8,92}{4,92} = 12,50 \text{ kN}$$

$$V_B = -\frac{5,82 \times 4,92}{2} + \frac{-8,92}{4,92} = -16,13 \text{ kN}$$

TravéeBC :

$$V_B = 8,92 \text{ kN}$$

$$V_C = -9,47 \text{ kN}$$

Travée CD:

$$V_C = 16,21 \text{ kN}$$

$$V_D = -12,92 \text{ kN}$$

A l'ELS :

- Moments aux appuis :

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -6,46 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -6,56 \text{ KN.m}$$

- Moments en travée :

Travée AB :

$$X = 2,15$$

$$M(x) = 9,86 \text{ KN.m}$$

Etude des éléments secondaires

Travée BC :

$$X=1,53$$

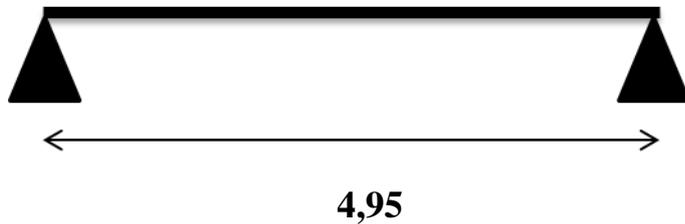
$$M(x)=-1,55 \text{ kN.m}$$

Travée CD :

$$X=2,79$$

$$M(x)=10,43 \text{ kN.m}$$

TYPE1:(terrasse inaccessible):



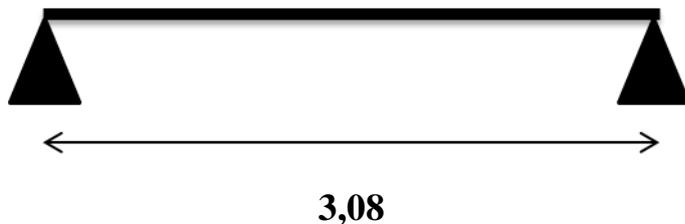
A ELU:

Type de poutrelles	travée	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	AB	4,95	5,82	0	0	15,92	14,4	-14,4

A ELS:

Type de poutrelles	travée	L (m)	PS (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)
Type 1	AB	4,95	4,24	0	0	12,98

TYPE 2:(mezzanine) :



Etude des éléments secondaires

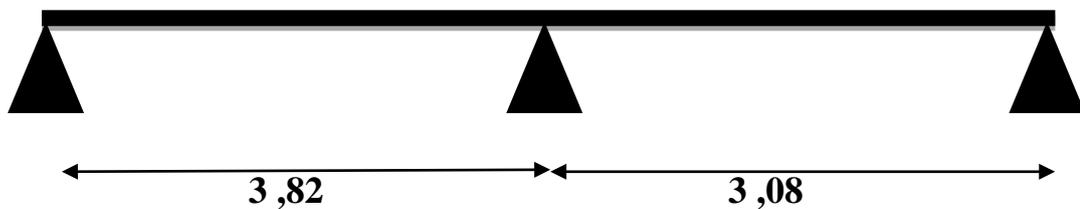
A ELU :

Type de poutrelles	travée	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 2	AB	3,08	8,67	0	0	10,28	13,35	-13,35

A ELS :

Type de poutrelles	travée	L (m)	PS (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)
Type 2	AB	3,08	6,09	0	0	7,22

TYPE3 :(terrasse inaccessible) :



A ELU :

Type de poutrelles	travée	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 3	AB	3,82	5,82	0	-5,53	8,13	9,72	-12,55
	BC	3,08	5,82	-5,53	0	4,79	10,75	-7,46

A ELS :

Type de poutrelles	travée	L (m)	PS (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)
Type 3	AB	3,82	4,24	0	-4,01	5,93
	BC	3,08	4,24	-4,01	0	3,48

Etude des éléments secondaires

TYPE3 :(Etage courant 2-10 ème) :

A ELU :

Type de poutrelles	travée	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 3	AB	3,82	5,52	0	-5,47	7,69	9,21	-11,98
	BC	3,08	5,52	-5,47	0	4,68	10,28	-7,19

A ELS :

Type de poutrelles	travée	L (m)	PS (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)
Type 3	AB	3,82	3,99	0	-3,92	5,56
	BC	3,08	3,99	-3,92	0	3,36

TYPE3 :(Etage Bureaux) :

A ELU :

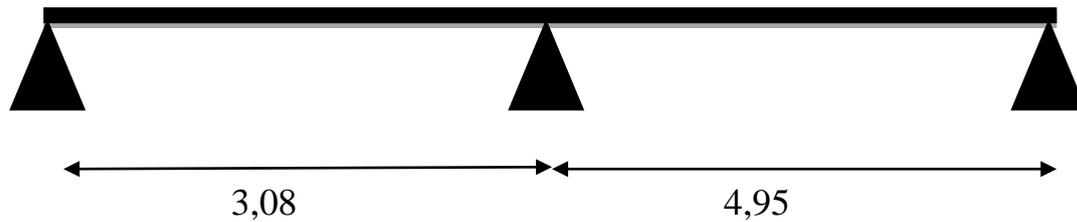
Type de poutrelles	travée	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 3	AB	3,82	6,42	0	-6,66	8,89	10,69	-14,01
	BC	3,08	6,42	-6,66	0	5,61	12,05	-8,49

A ELS :

Type de poutrelles	travée	L (m)	PS (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)
Type 3	AB	3,82	4,59	0	-4,71	6,36
	BC	3,08	4,59	-4,71	0	3,98

Etude des éléments secondaires

TYPE 4 :(Mezzanine) :



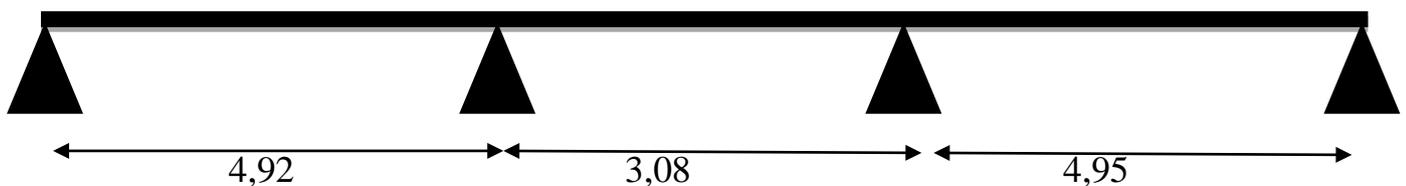
A ELU :

Type de poutrelles	travée	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 4	AB	3,08	8,67	0	-11,11	7,31	11,26	-16,96
	BC	3,08	8,67	-11,11	0	22,29	23,71	-19,66

A ELS :

Type de poutrelles	travée	L (m)	PS (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)
Type 4	AB	4,95	6,09	0	-7,72	5,10
	BC	4,95	6,09	-7,72	0	15,66

TYPE 5 :(Etage courant 2-10 éme) :



A ELU :

Type de poutrelles	travée	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 5	AB	4,92	5,52	0	-8,82	12,73	11,85	-15,38
	BC	3,08	5,52	-8,82	-8,93	-0,84	8,47	-9,27
	CD	4,95	5,52	-8,93	0	13,89	15,47	-12,39

Etude des éléments secondaires

A ELS :

Type de poutrelles	travée	L (m)	PS (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)
Type 4	AB	4,92	3,99	0	-6,32	9,21
	BC	3,08	3,99	-6,32	-6,40	-0,64
	CD	4,95	3,99	-6,40	0	10

TYPE 5 :(Etage Bureaux) :

A ELU :

Type de poutrelles	travée	L (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 5	AB	4,92	6,42	0	-8,82	12,73	11,85	-15,38
	BC	3,08	6,42	-8,82	-8,93	-0,84	8,47	-9,27
	CD	4,95	6,42	-8,93	0	13,89	15,47	-12,39

A ELS :

Type de poutrelles	travée	L (m)	PS (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt(KN.m)
Type 4	AB	4,92	4,59	0	-10,75	14,66
	BC	3,08	4,59	-10,75	-10,88	-0,67
	CD	4,95	4,59	-10,88	0	16,53

Etude des éléments secondaires

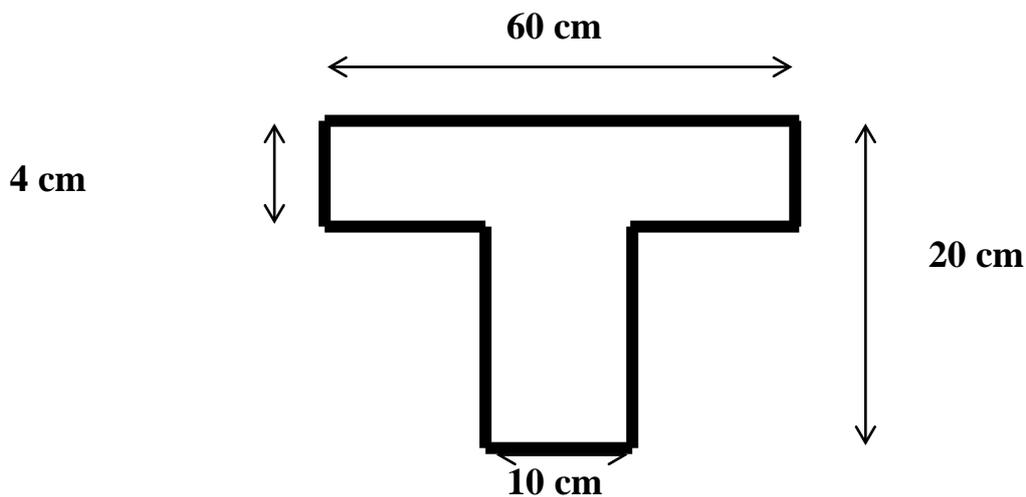
Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles :

Tableau III 2: Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
	1	0	0	15,92	12,98
2	0	0	10.28	7.22	13.35
3	6.66	4.71	8.89	6.36	14.61
4	- 11.11	7.72	22.29	15.66	19.66
5	9.03	-10.88	13.93	16.53	16.21

III.2.4 Ferrailage des poutrelles :

$b = 0.60 \text{ m}$; $b_0 = 0.10 \text{ m}$; $h_0 = 0.04 \text{ m}$; $h = 0.2 \text{ m}$; $d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$



Etude des éléments secondaires

Etat Limite Ultime (E L U):

En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$

la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_u \max = 22,29 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

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

$$M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 54,528 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_u \max < M_t$$

L'axe neutre tombe dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b \times h$), $b = 60 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{22290}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,081$$

$\mu = 0,081 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures tendues (A_s) :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \rightarrow \alpha = 0,10$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_u \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22290}{0,96 \cdot 18 \cdot 348} = 3,70 \text{ cm}^2$$

Etude des éléments secondaires

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (3,70 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 3,70 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M_{u \max} = -11,11 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{11110}{10 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,241$$

$\mu = 0,241 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,350$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,86$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11110}{0,86 \cdot 18 \cdot 348} = 2,06 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (2,06 \text{ cm}^2 ; 0,22 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2,06 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

Etat Limite Ultime (E L U):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Etude des éléments secondaires

En travée :

$$M_u = 22,29 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 16,53 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{22,29}{16,53} = 1,34$$

$\alpha < 0,44 \rightarrow$ condition vérifiée

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

En Appuis :

$$M_u = 11,11 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10,88 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{11,11}{10,88} = 1,02$$

$\alpha < 0,45 \rightarrow$ condition vérifiée

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

III.2.5 Vérification de la flèche :

$$F = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f < \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (L < 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = 0,00008213 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{umax}} = 22,29 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} = \frac{22290 \cdot 4,92^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00008213} = 0,61$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,984$$

$f = 0,61 < \bar{f} = 0,984 \rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

Etude des éléments secondaires

Avec : $\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$

$T_u = 19,66 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{19660}{100.180} = 1,09 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24

($f_e = 235 \text{ MPa}$).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ Selon le CBA 93 (page 40)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \left\{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \right\} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

[3] (page 49)

❖ Selon le RPA 99 [2] (page 53)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1 \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Etude des éléments secondaires

Application : $\tau_u = 1,09$ MPa

- Selon le CBA 93

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,025$ cm
- $S_t \leq 16,2$ cm
- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,017$ cm

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (0,57 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$$

❖ Selon le RPA 99 [2] (page 53)

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03$ cm
- $S_t \leq 5$ cm
- $S_t \geq 10$ cm

On adopte : $\emptyset_t = 6$ mm

Choix D'armature :

On adopte : 2HA6 $= 0,57 \text{ cm}^2$ de $A_s = 0,57 \text{ cm}^2$

-Choix Des Espacements

$$\text{donc } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$$

Etude des éléments secondaires

Tableau III 3: Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appui

Armature	Longitudinale	Transversale
En travée	3 HA 14	2 Ø6
Sur appuis	2HA12	2 Ø6

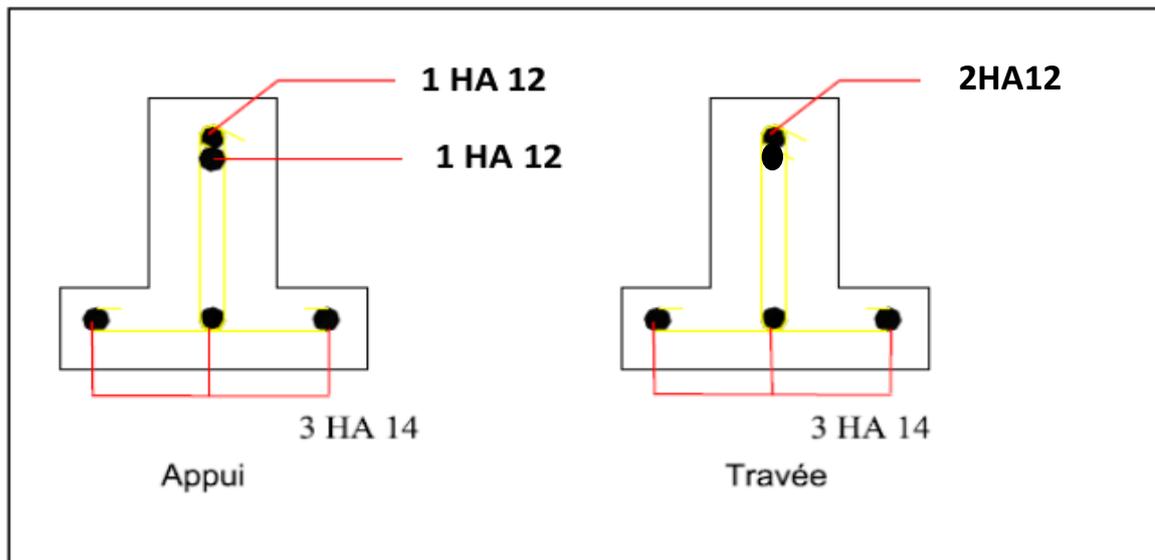


Figure III 1:schéma ferrailage de la poutrelle

III.2.6 Ferrailage de la table de compression :

D'après le BAEL.91/modifié 99 (Article B.6.8.423), la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures

Etude des éléments secondaires

Les sections doivent être :

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \text{ (} L_n \text{ en cm)}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} \text{ (} L_n \text{ en cm)}$$

Avec :

- L_n : distance entre axe des poutrelles ($L_n=60$ cm).
- A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$F_e=400 \text{ Mpa} \quad ; \quad L=60 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} < L=60 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$$

Armature perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :

$$5 \phi 6 \text{ avec } = 1,41 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Armature parallèle aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,30 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4 \phi 6 \text{ avec } = 1,41 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

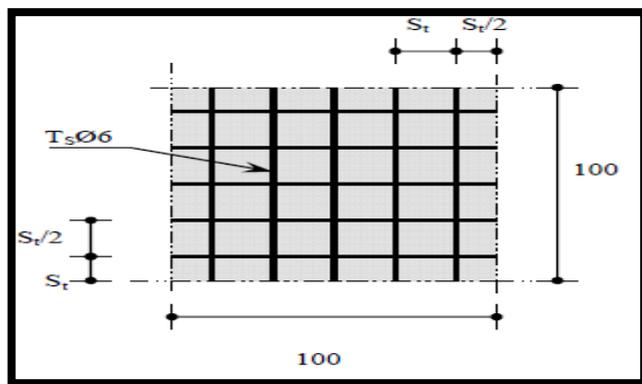


Figure III.1: Figure: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

Etude des éléments secondaires

III.3 Etude de la Dalle pleine:

La dalle pleine étant une structure plane porteuse, armée suivant une ou deux directions. Elle repose nécessairement sur trois ou quatre cotés. Ce type de plancher est préconisé pour les grands ensembles (bâtiments industriels, commerciaux).

Dans notre édifice, la dalle pleine est située au niveau du RDC et sous sol.

Hypothèses de calcul :

- La dalle est à l'abri des intempéries, donc la fissuration est peu préjudiciable avec un enrobage $d' = 2\text{cm}$
- la dalle sera calculée comme une poutre de largeur unitaire ($b=1\text{m}$) soumise à la flexion simple
- toutes les dalles pleines sont considérées appuyées sur quatre cotés.

III.3.1 Méthode de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**, les moments seront calculés conformément aux règlements (BAEL91) Cette méthode de calcul est basée sur le rapport de deux dimensions de la dalle L_x et L_y :

$$\alpha = L_x / L_y$$

- Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$: La dalle porte sur deux sens perpendiculaires ce qui augmente leur rigidité
- Si $\alpha \leq 0.4$: La dalle porte sur un seul sens perpendiculaire à L_x

Avec :

L_x : Est la petite portée entre nus des appuis.

L_y : Est la grande portée entre nus des appuis.

Les moments de flexion par unité de longueur, au centre de la plaque, valent :

- Dans le sens de la petite portée : Bande parallèle à **L_x**

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2$$

Etude des éléments secondaires

- Dans le sens de la grande portée : Bande parallèle à L_y

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot q_u \cdot L_y^2$$

Pour les dalles continues, constituées de panneaux rectangulaires considérés comme encastrés sur leurs bords, le calcul des moments de flexion s'effectue par la méthode forfaitaire suivante:

- Quel que soit leur élancement α , on commence par la détermination, des moments de flexion qui se développeraient dans chaque panneau s'ils étaient isostatique (simplement appuyés sur leur contour); ces moments sont notés M_x et M_y .
- Les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments isostatiques multipliés par des coefficients forfaitaires.

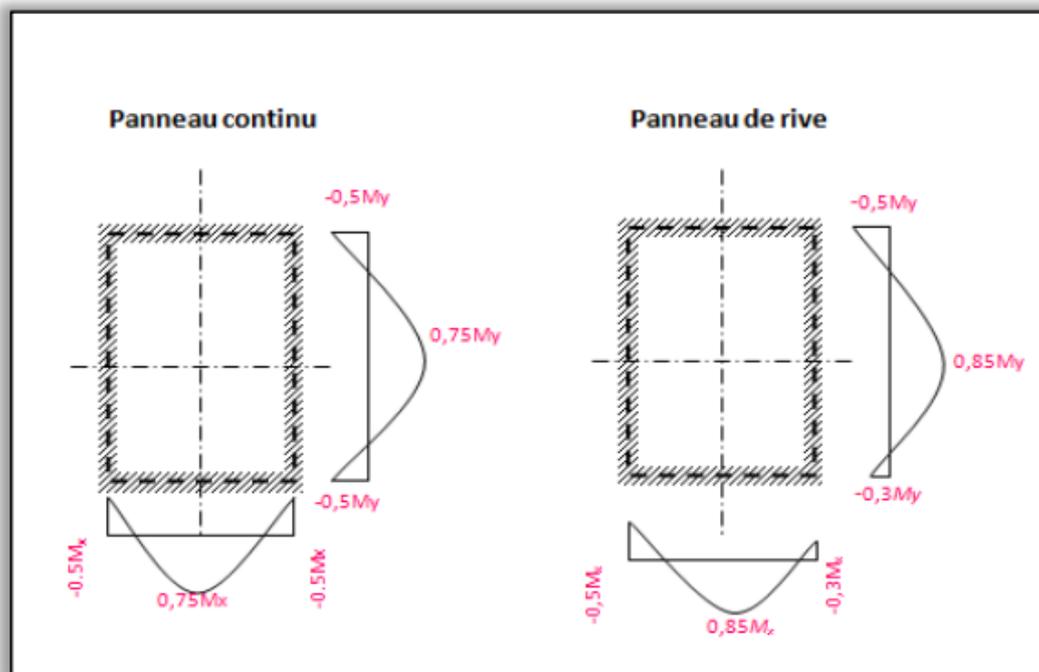


Figure III 2: Moments en travée et sur appuis d'un panneau appuyé sur 4 cotés

Etude des éléments secondaires

Remarque : Le moment sur un appui commun entre deux panneaux est celui qui a la plus grande valeur des moments déterminés pour chacun d'eux.

- **Dalle appuyées sur quatre cotés :**

Le calcul sera fait sur un panneau ayant les plus grandes dimensions, donc on va prendre le panneau de rive (490×492) cm²

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{490}{492} = 1 \Rightarrow \text{Dalle portante sur 4 cotés.}$$

Donc : la dalle travaille dans les deux sens.

III.3.2 Evaluation des charges :

Tableau III 4:Charges et surcharges revenantes à la dalle pleine

G [KN/ml]	Q [KN/ml]
5,16	5

Combinaison des charges :

Tableau III 5:Combinaisons des charges revenantes à la dalle pleine

E.L.U	E.L.S
1.35 G+1.5 Q [KN]	G+Q [KN]
14,47 k N	10,16 kN

III.3.3 Sollicitations :

1. Moments fléchissant

À l'ELU :

On a : $\alpha = 1$

Donc : $\mu_x=0,037$

$\mu_y=1$

Etude des éléments secondaires

- **Suivant le sens L_x :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,037 \times 14,47 \times 4,90^2 = 12,85 \text{ KN.m}$$

- **Suivant le sens L_y :**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 1 \cdot 12,85 = 12,85 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

On a : $\alpha = 1$

Donc : $\mu_x = 0,037$

$$\mu_y = 1$$

- **Suivant le sens L_x :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,037 \times 10,16 \times 4,90^2 = 9,02 \text{ KN.m}$$

- **Suivant le sens L_y :**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 1 \times 9,02 = 9,02 \text{ KN.m}$$

2. Moments réels

À l'ELU :

Suivant la direction (L_x) :

En travée :

$$M_{tu} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 12,85 = 10,92$$

En Appuis :

$$M_a = -0,5 \cdot M_x = -0,5 \cdot 12,85 = -6,42$$

$$M_a = -0,3 \cdot M_x = -0,3 \cdot 12,85 = -3,85$$

Suivant la direction (L_y) :

En travée :

$$M_{tu} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 12,85 = 10,92$$

En Appuis :

$$M_a = -0,5 \cdot M_y = -0,5 \cdot 12,85 = -6,42$$

$$M_a = -0,3 \cdot M_y = -0,3 \cdot 12,85 = -3,85$$

À l'ELS :

Etude des éléments secondaires

Suivant la direction (L_x) :

En travée :

$$M_{ts}=0,85.M_x=0,85. 9,02=7,67$$

En Appuis :

$$M_{as}=-0,5.M_x=-0,5. 9,02=-4,51$$

$$M_{as}=-0,3.M_x=-0,3. 9,02= 9,02=-2,71$$

Suivant la direction (L_y) :

En travée :

$$M_{ts}=0,85.M_y=0,85. 9,02=7,67$$

En Appuis :

$$M_{s}=-0,5.M_y=-0,5. 9,02=-4,51$$

$$M_{s}=-0,3.M_y=-0,3. 9,02=-2,71$$

Effort tranchant :

À l'ELU:

- **Suivant le sens L_x :**

$$T_x = \frac{p.l_x}{2 + \alpha} = \frac{14,47 . 4,90}{2 + 1} = 23,63 \text{ kN}$$

- **Suivant le sens L_y :**

$$T_y = \frac{p.l_x}{3} = \frac{14,47 . 4,90}{3} = 23,63 \text{ KN}$$

À l'ELS:

- **Suivant le sens L_x :**

$$T_x = \frac{p.l_x}{2 + \alpha} = \frac{10,16 . 4,90}{2 + 1} = 16,59 \text{ kN}$$

- **Suivant le sens L_y :**

$$T_y = \frac{p.l_x}{3} = \frac{10,16 . 4,90}{3} = 16,59 \text{ KN}$$

Etude des éléments secondaires

III.3.4 Calcul de Ferrailage :

On considère dans le calcul une tranche de (1m) de largeur

B=100cm ; h=15 cm ; d=13cm ; $f_{c28}=25$ Mpa ; $f_{tj}=2.1$ Mpa ; $f_e=400$ Mpa

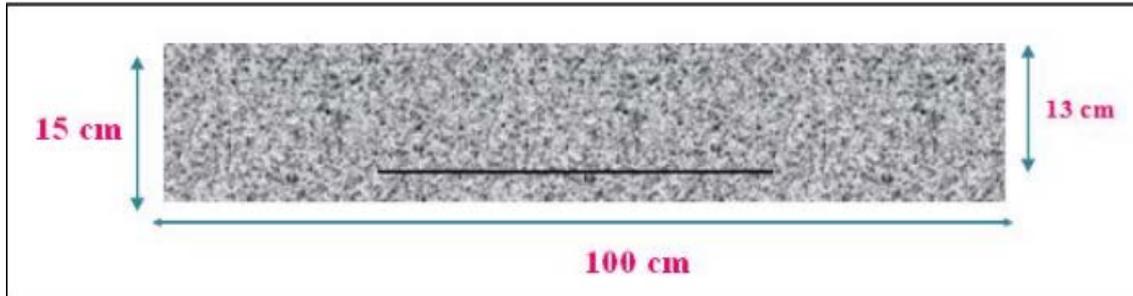


Figure III 3:tranche d'une dalle pleine

Ferrailage en travée :

3. Sens Lx :

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{10920}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,045$$

$$\mu = 0,045 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures tendues (As) :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,057$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,977$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10920}{0,977 \cdot 13 \cdot 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

4. Sens Ly :

$$\mu = 0,045$$

$$\alpha = 0,057$$

$$\beta = 0,977$$

$$A_s 2,47 \text{ cm}^2$$

Etude des éléments secondaires

Ferrailage minimal : BAEL99 (Article 7.4)

Suivant le Sens (Lx) :

$$A_x > 0,0008 \frac{3 \cdot \alpha}{2} \cdot b \cdot d$$

$$A_x > 0,0008 \frac{3 \cdot 1}{2} \cdot 100 \cdot 13 = 1,56 \text{ cm}^2$$

Suivant le Sens (Ly) :

$$A_y > 0,0008 \frac{3 \cdot 1}{2} \cdot 100 \cdot 13 = 1,56 \text{ cm}^2$$

Vérification des sections :

$$A_x = A_y = 2,47 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2$$

Description des armatures :

Suivant le Sens (Lx) :

On adopte : $A_{st} = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$; $St = 25 \text{ cm}$

Suivant le Sens (Ly) :

On adopte : $A_{st} = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$; $St = 25 \text{ cm}$

Espacement entre les barres :

Suivant Lx:

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

La condition suivante doit être vérifiée

La fissuration est peut préjudiciable

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\} \leq \min \{45 ; 33\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Suivant LY:

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\} \leq \min \{45 ; 33\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Ferrailage sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6420}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,027$$

$\mu = 0,027 < 0,392$ Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

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

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,986$$

Etude des éléments secondaires

$$A_s = \frac{Ma_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6420}{0,863 \cdot 13 \cdot 348} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimale :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (1,44 \text{ cm}^2 ; 1,56 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$; $St=25\text{cm}$

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\} \leq \min \{45 ; 33\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Remarque :

Sur appuis, il n'est pas nécessaire de calculer le ferrailage suivant L_y , parce qu'on a pris la valeur max du moment entre les deux sens.

III.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23630}{1000 \cdot 130} = 0,182 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,182 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

L'armature transversale n'est pas nécessaire

III.3.6 Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L_x} = \frac{15}{490} = 0,031 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,47}{100 \cdot 13} = 0,0019 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

Etude des éléments secondaires

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M.l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{1}{500} \text{ avec } (L \leq 5) \\ 0,5 \text{ cm} + \frac{1}{1000} \text{ avec } (L > 5) \end{cases} \quad (\text{Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,15^3}{12} = 0,00028 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

Sens XX :

$$M_{u \text{ max}} = 10,92 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{10920 \cdot 4,90^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00028} = 0,86 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{490}{500} = 0,98 \text{ cm.}$$

$f = 86 \text{ cm} < \bar{f} = 0,98 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Sens YY :

$$M_{u \text{ max}} = 10,92 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{10920 \cdot 4,92^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00028} = 0,87 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,98 \text{ cm.}$$

$f = 0,87 \text{ cm} < \bar{f} = 0,98 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

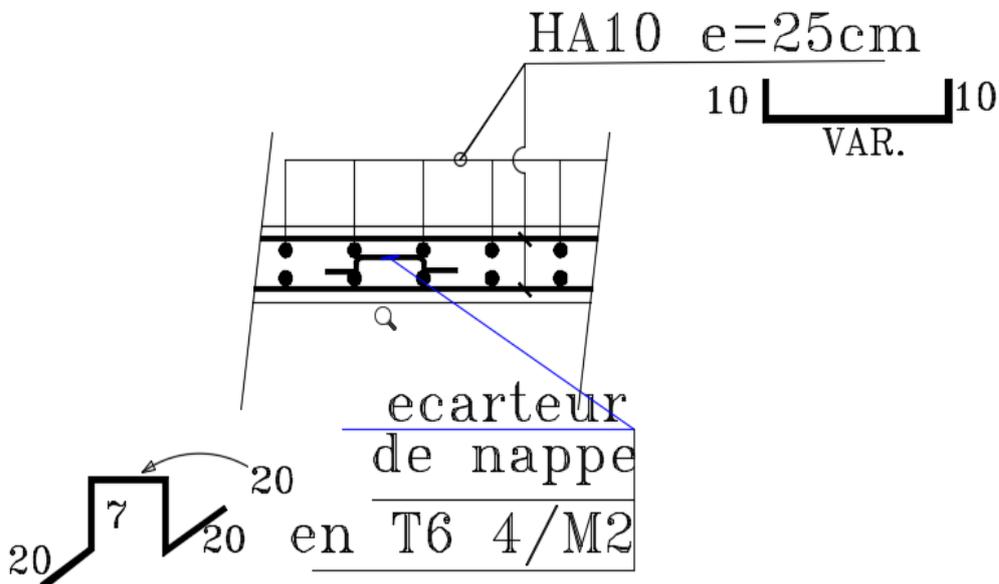


Figure III 4: Ferrailage de la dalle pleine

Etude des éléments secondaires

III.4 ETUDE DES ESCALIERS :

III.4.1 Définition :

Les escaliers sont également considérés comme éléments secondaires qui n'interviennent pas au contreventement de l'ouvrage ; ils servent à relier et sur monter par des gradins successifs les divers niveaux du bâtiment.

Ils sont soumis à leur poids propre (G) qui est une charge permanente du au poids du palier et le du volée, et des surcharges d'exploitations (Q) dues aux occupations humaines. La combinaison de Ces charges à l'ELU et L'ELS vont engendrer des sollicitations aux escaliers, c'est a partir de ces sollicitations qu'on peut aboutir à un ferrailage convenable des escaliers.

➤ Hypothèse de calcul :

Le calcul se fait pour une bande d'escalier de largeur unitaire 1 m.

Les volées sont considérées comme des poutres bi articulées.

Le calcul se fera en flexion simple selon les conditions d'appui.

L'enrobage adopté $d' = 2,5$ cm pour les éléments exposés aux intempéries

Et $d' = 2$ cm pour les éléments en abris des intempéries (Bulletin du ciment BCI/Tableau1.P3).

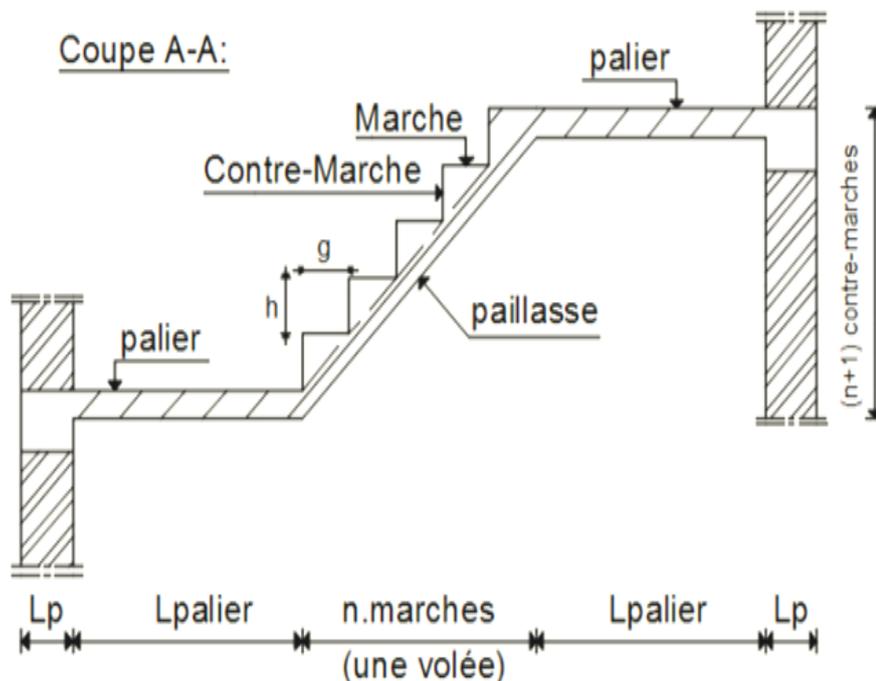


Figure III 4:coupe sur la cage d'escalier

Etude des éléments secondaires

- ❖ **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- ❖ **g** : Giron (largueur d'une marche) ;
- ❖ **h** : Hauteur d'une marche ;
- ❖ **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- ❖ **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- ❖ **Contremarche** : La partie verticale d'une marche ;
- ❖ **Jour** : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;
- ❖ **Collet** : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- ❖ **Ligne de foulée** : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté du jour) ;
- ❖ **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- ❖ **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- ❖ **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

Dans notre projet, on à un seul type d'escalier, escalier à 2 volées avec un palier de repos.

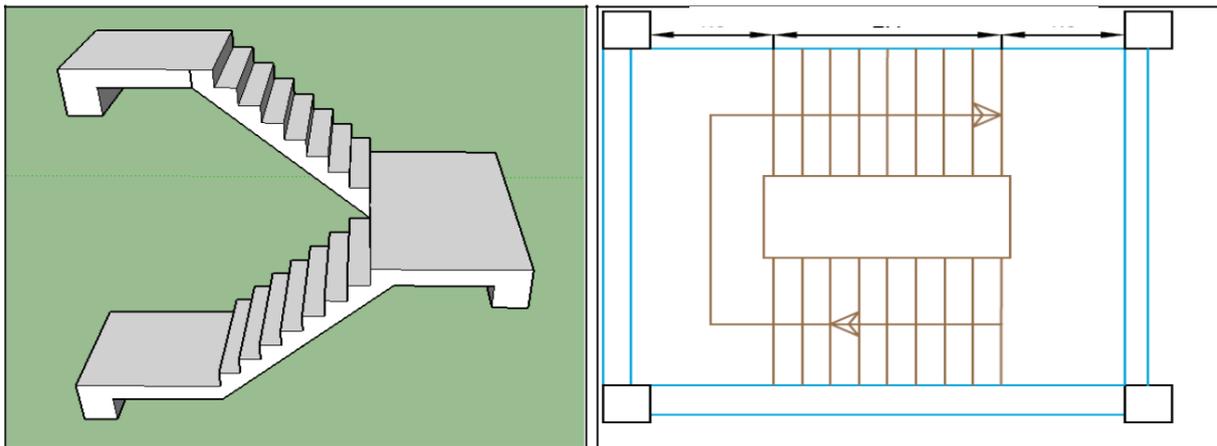


Figure III 5:escalier de type droite

III.4.2 Les Caractéristiques techniques :

a)-Pour étage courant :

Nous utilisons la formule de BLANDEL :

Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend $h = 17 \text{ cm}$

Le Giron : $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $g = 30 \text{ cm}$ (C.V)

Etude des éléments secondaires

➤ Contre marches :

NC: nombre des contre marches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marche}$$

n = N-1: nombre des marche par volées

On aura 18 contre marche :

9 contre marche pour 1^{er} volée ; n=8

9 contre marche pour 2^{ème} volée ; n=8

➤ L'emmarchement :

On adopte un jour de : 59 cm

=> Longueur de l'emmarchement :

$$L = (299-59)/2 = 1.20 \text{ m}$$

• Palier :

-Largeur de palier : L = 1,20 m

-L'épaisseur de palier : e = 15 cm

• L'inclinaison de la pailleasse :

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

-La longueur de la pailleasse:

$$L = L' + L \text{ palier}$$

$$L = \frac{h \times n}{\sin \alpha} = \frac{0,17 \times 8}{\sin 29,54} = \frac{1,36}{0,493} = 2,76 \text{ m}$$

$$L = 2,76 + 1,20 = 3,86 \text{ m}$$

-L'épaisseur de la pailleasse : e = 15 cm

b)-Pour RDC :

Nous utilisons la formule de BLANDEL :

Hauteur d'étage : H = 3.40 m

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend h = 17 cm

Etude des éléments secondaires

Le Giron : $59 \leq 2h+g \leq 66$ cm \Rightarrow on prend $g = 30$ cm (C.V)

➤ Contre marches :

NC: nombre des contre marches.

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ contre marche}$$

$n = N-1$: nombre des marche par volées

On aura 20 contre marche :

10 contre marche pour 1 er volée ; $n=9$

10 contre marche pour 2 éme volée ; $n=9$

➤ L'emmarchement :

On adopte un jour de : 59 cm

\Rightarrow Longueur de l'emmarchement :

$$L = (299-59)/2 = 1.20 \text{ m}$$

• Palier :

-Largeur de palier : $L = 1,20$ m

-L'épaisseur de palier : $e = 15$ cm

• L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

-La longueur de la paillasse:

$$L = L' + L \text{ palier}$$

$$L = \frac{h \times n}{\sin \alpha} = \frac{0,17 \times 9}{\sin 29,54} = \frac{1,53}{0,493} = 3,10 \text{ m}$$

$$L = 3,10 + 1,20 = 4,30 \text{ m}$$

-L'épaisseur de la paillasse : $e = 15$ cm

c)-Sous-sol (1) :

Nous utilisons la formule de BLANDEL :

$$\text{Hauteur d'étage : } H = 3.10 \text{ m}$$

Etude des éléments secondaires

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend $h = 17 \text{ cm}$

Le Giron : $59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $g = 30 \text{ cm}$ (C.V)

➤ Contre marches :

NC: nombre des contre marches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{310}{17} = 18 \text{ contre marche}$$

$n = N - 1$: nombre des marche par volées

On aura 18 contre marche :

9 contre marche pour 1 er volée ; $n=8$

9 contre marche pour 2 éme volée ; $n=8$

➤ L'emmarchement :

On adopte un jour de : 59 cm

\Rightarrow Longueur de l'emmarchement :

$$L = (299 - 59) / 2 = 1.20 \text{ m}$$

• Palier :

-Largeur de palier : $L = 1,20 \text{ m}$

-L'épaisseur de palier : $e = 15 \text{ cm}$

• L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

-La longueur de la paillasse:

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L = \frac{h \times n}{\sin \alpha} = \frac{0,17 \times 8}{\sin 29,54} = \frac{1,36}{0,493} = 2,80 \text{ m}$$

$$L = 2,80 + 1,20 = 4 \text{ m}$$

-L'épaisseur de la paillasse : $e = 15 \text{ cm}$

c)-Sous-sol (2) :

Nous utilisons la formule de BLANDEL :

Etude des éléments secondaires

Hauteur d'étage : $H = 2,8 \text{ m}$

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend $h = 17 \text{ cm}$

Le Giron : $59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $g = 30 \text{ cm (C.V)}$

➤ Contre marches :

NC: nombre des contre marches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{280}{17} = 16 \text{ contre marche}$$

$n = N - 1$: nombre des marche par volées

On aura 16 contre marche :

8 contre marche pour 1^{er} volée ; $n=7$

8 contre marche pour 2^{ème} volée ; $n=7$

➤ L'embranchement :

On adopte un jour de : 59 cm

\Rightarrow Longueur de l'embranchement :

$$L = (299 - 59) / 2 = 1.20 \text{ m}$$

• Palier :

-Largeur de palier : $L = 1,20 \text{ m}$

-L'épaisseur de palier : $e = 15 \text{ cm}$

• L'inclinaison de la pailasse :

$$\tan \alpha = h/g = 17,5/30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 30,256$$

-La longueur de la pailasse:

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L = \frac{h \times n}{\sin \alpha} = \frac{0,175 \times 7}{\sin 29,54} = \frac{1,225}{0,493} = 2,43 \text{ m}$$

$$L = 2,43 + 1,20 = 3,63 \text{ m}$$

-L'épaisseur de la pailasse : $e = 15 \text{ cm}$

Etude des éléments secondaires

Type d'escalier mezzanine :

Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend $h = 17 \text{ cm}$

Le Giron : $59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $g = 30 \text{ cm (C.V)}$

➤ Contre marches :

NC: nombre des contre marches.

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marche}$$

$n = N-1$: nombre des marche par volées

On aura 18 contre marche :

7 contre marche pour 1 er volée ; $n=6$

11 contre marche pour 2 éme volée ; $n=10$

➤ L'emmarchement :

\Rightarrow Longueur de l'emmarchement :

$$L = 1,10 \text{ m}$$

• Palier :

-Largeur de palier : $L = 1,10 \text{ m}$

-L'épaisseur de palier : $e = 15 \text{ cm}$

• L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

-La longueur de la paillasse:

$$L1 = L'1 + L \text{ palier}$$

$$L'1 = \frac{h \times 6}{\sin \alpha} = \frac{0,17 \times 6}{\sin 29,54} = \frac{1,02}{0,493} = 2,06 \text{ m}$$

$$L1 = 2,06 + 1,10 = 3,16 \text{ m}$$

$$L2 = L'2 + L \text{ palier}$$

$$L'2 = \frac{h \times 10}{\sin \alpha} = \frac{0,17 \times 10}{\sin 29,54} = \frac{1,7}{0,493} = 3,44 \text{ m}$$

Etude des éléments secondaires

-L'épaisseur de la paillasse : $e=15$ cm

III.4.3 Combinaisons fondamentales :

Volée :

$$G=8,06 \text{ kN /m}^2$$

$$Q=2,5 \text{ kN /m}^2$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 8,06 + 1,5 \times 2,5 = 14,63 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_{1ser} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 8,06 + 2,5 = 10,56 \text{ KN/ml}$$

Palier :

$$G=5,33 \text{ kN /m}^2$$

$$Q=2,5 \text{ kN /m}^2$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 2,5 = 10,94 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 5,33 + 2,5 = 7,83 \text{ KN/ml}$$

Etude des éléments secondaires

Schéma statique :

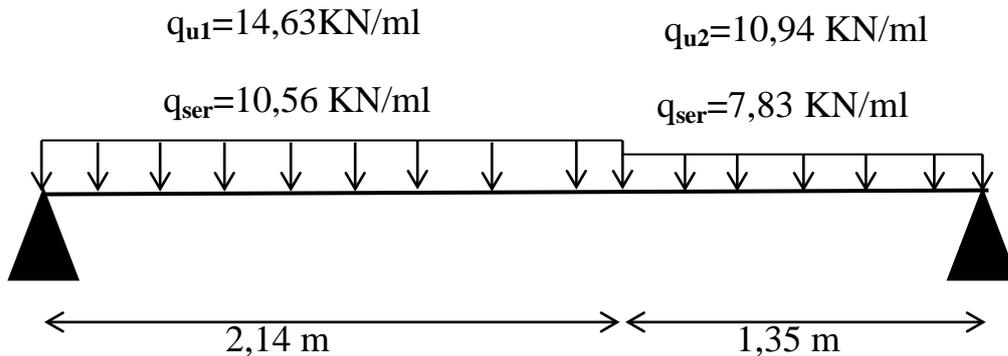


Schéma statique d'un escalier a pailasse avec palier de repos.

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.):**

• **Calcul des réactions :**

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow RA + RB = qu1 \times 2,14 + qu2 \times 1,35$$

$$RA + RB = 46,08 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$RA = \frac{qu1 \times 2,14 \times 1,07 + qu2 \times 1,35 \times 2,815}{3,49} = 24,57 \text{ kN}$$

$$RB = 21,51 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,76 \text{ m}$

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow$$

$$T(x) = 24,57 - 14,63 \cdot x$$

$$T(0) = 24,57 \text{ kN}$$

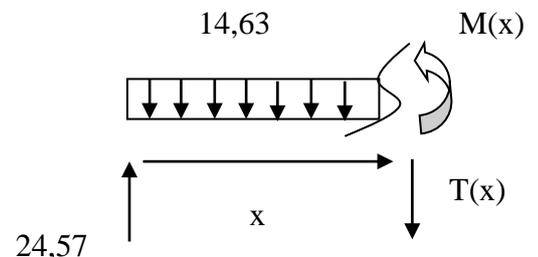
$$T(2,14) = 21,27 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 24,57 x - 14,63 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2,14) = 19,08 \text{ KN.m}$$



Etude des éléments secondaires

- **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = 1,68 \text{ m}$$

$$M_{maxu} = M(1,68) = 20,63 \text{ KN. m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{au} = -0,2M_{maxu} = -4,126 \text{ KN. m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tu} = 0,8M_{maxu} = 16,50 \text{ KN.}$$

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

- **Calcul des réactions :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 17,71 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_B = 15,45 \text{ kN.}$$

- **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_{ser \max} = M(1,68) = 20,88 \text{ KN. M}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{a \text{ ser}} = -0,2M_{maxu} = -4,176 \text{ KN. m}$$

- **Moment en travée :**

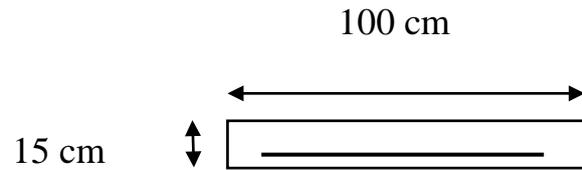
$$M_{t \text{ ser}} = 0,8M_{maxu} = 16,704 \text{ KN. M}$$

Etude des éléments secondaires

III.4.4 Calcul du ferrailage :

- **E.L.U :**

En travée :



$$M_u^T = 16,50 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{16500}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,062$$

$\mu \leq \mu_{AB} = 0,062 \Rightarrow$ On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa ;}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,080$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_u^t = \frac{M_u^T}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16500}{348 \cdot 0,968 \cdot 13,5} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

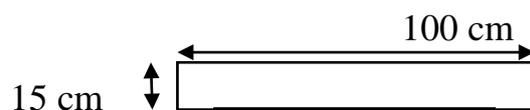
$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_{tu} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- **Choix des armatures :**

Choix : 5 HA12 = 5,65 cm²

En Appuis :



- $M_u^A = 4,126 \text{ KN.m}$

Etude des éléments secondaires

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

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4126}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14,2} = 0,016 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

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

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{4126}{0,991 \cdot 13.5 \cdot 348} = 0,886 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(0,889 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

Choix : 5 HA12 = 5,65 cm²

e = 20 cm

E.L.S :

En travée :

$$M_{ser}^T = 16,704 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A_{cal} \leq 0,6 \cdot Fc28$

Acier FeE400

$$\left[\begin{array}{l} \text{Si } \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28 / 100 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = \\ 0,6 \cdot Fc28 \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_u^T}{M_{ser}^T} = 0,99$$

$$\alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28 / 100 = 0,245 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot Fc28 = 15 \text{ Mpa}$$

Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

Etude des éléments secondaires

(Aucune vérification pour (σ_s))

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

Choix : 5 HA10 = 3,93 cm²

Appuis :

$$M_{ser}^a = 4,176 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{4,126}{4,179} = 0,99$$

$\alpha < 0,245 \rightarrow$ condition vérifiée

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

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

Choix : 5 HA10 = 3,93 cm²

III.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{max} = 27,57 \text{ kN} = 27570 \text{ N}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

Etude des éléments secondaires

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{27570}{100 \cdot 13,5 \cdot 10^2} = 0,20 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ → Condition vérifiée.

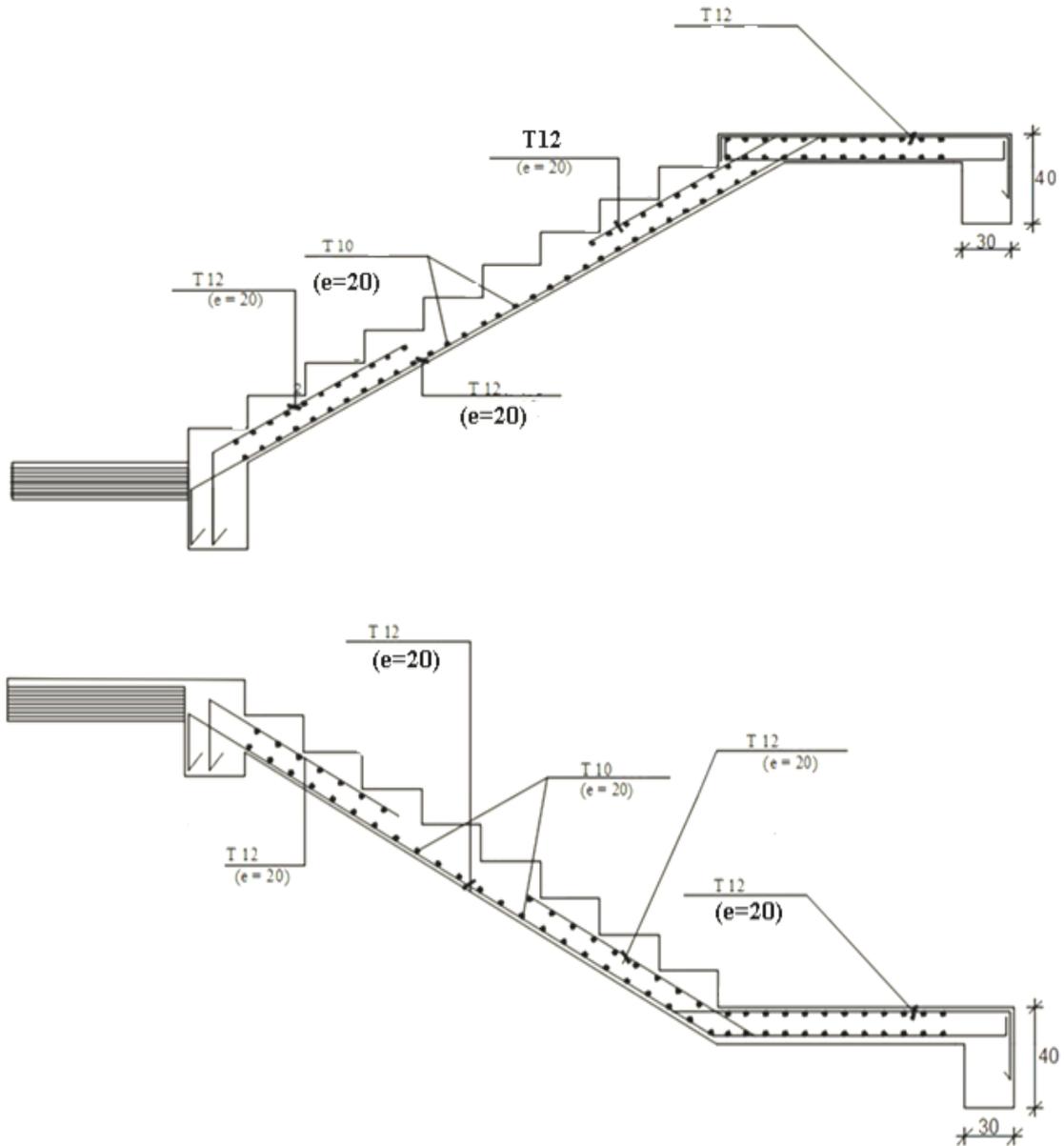


Figure III 6: Dessin de ferrailage de l'escalier

Etude des éléments secondaires

III.5 Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; calculés comme une console de 1 m de largeur et sollicité par :

- Leurs poids propre : G
- La surcharge d'exploitation : Q
- La charge due au poids du mur : P

Notre ouvrage comporte un balcon dalle pleine assimilée à une console de portée de $L=0,90$ m.

Epaisseur du balcon :

On prend $h_d=15$ cm

On a :

$$G=5,22 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3,5 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{G}=G \times 1,00 = 5,06 \text{ KN/mL}$

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{Q}=Q \times 1,00 = 3,5 \text{ KN/mL}$

- **Calcul de la charge due au poids du mur :**

La charge due au poids du mur sur le balcon: P

$$P=G_m \times h$$

Epaisseur du mur: $e=30$ cm $G_m=2,81 \text{ KN/m}$

Hauteur du mur: $h=3,06-0,15 = 2,91$ m

$$P=2,81 \times 2,91=7,97 \text{ KN} \quad P=8,17 \text{ KN}$$

Fissuration est considérée comme peu nuisible ($a = 1$ cm).

$$\phi_{\max} < h_d/10 \text{ avec } h_d=15 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi=10 \text{ mm}$$

Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \phi/2 \Rightarrow C = (10 + 10/2) = 15 \text{ mm}$$

Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm}$$

Etude des éléments secondaires

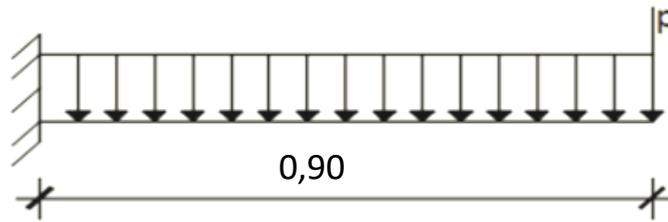


Figure III 7:Schéma statique du balcon

ELU :

$$q_{u1} = 1,35 \bar{G} + 1,5 \bar{Q} \rightarrow q_{u1} = 12,081 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35P = 11,029 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{s1} = \bar{G} + \bar{Q} \rightarrow q_{s1} = 8,56 \text{ KN/m}$$

$$P_s = P = 8,17 \text{ KN/m}$$

ELU:

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} - P_u l = -14,82 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} - P_s l = -10,82 \text{ KN.m}$$

III.5.1 Calcul du ferrailage:

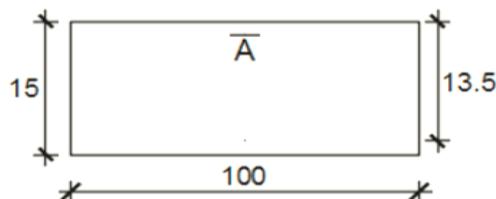


Figure III 8:Section de calcul

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_u = 14820 \text{ N.m}$$

Etude des éléments secondaires

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14820}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,057 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

pivot A, donc ; les armatures ne comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,057}) = 0,073$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,102 = 0,970$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{14820}{0,970 \cdot 13,5 \cdot 348} = 3,25 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 3,25 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T10/mLA = 4,71 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \Rightarrow e = 16,67 \text{ cm})$$

Remarque :

Pour des raisons pratique on prendra un espacement de 15 cm ($e=15 \text{ cm}$)

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

$$M_{ser} = 10820 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } A_{cal} \Rightarrow \left[\begin{array}{l} \text{Si } \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28/100 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = \\ 0,6 \cdot f_c 28 \end{array} \right.$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_u^T}{M_{ser}^T} = 1,37$$

$$\alpha = 0,096 \leq \gamma - 1/2 + f_c 28/100 = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_c 28 = 15 \text{ Mpa}$$

Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues (Aucune vérification pour (σ_s))

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 \Rightarrow A_r = 1,18 \text{ cm}^2/mL$$

Etude des éléments secondaires

- **Choix des armatures :**

$$5T8/ml \Rightarrow A = 2,58 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T8 \Rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

III.5.2 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{\text{max}} = (1,35 \bar{G} + 1,5 \bar{q}) \times L + 1,35 \times P$$

$$T_{\text{max}} = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50) \times 0,90 + 1,35 \times 8,17$$

$$T_{\text{max}} = 21,90 \text{ KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{21900}{100 \cdot 13,5 \cdot 10^2} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Il n'y a pas de reprise de bétonnage

III.5.3 Vérification de la flèche :

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:**

$$\frac{hd}{L} = 15/0,90 = 0,16 > 1/20 = 0,05 \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4,71}{100 \cdot 13,5} = 0,0034 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C. V}$$

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Etude des éléments secondaires

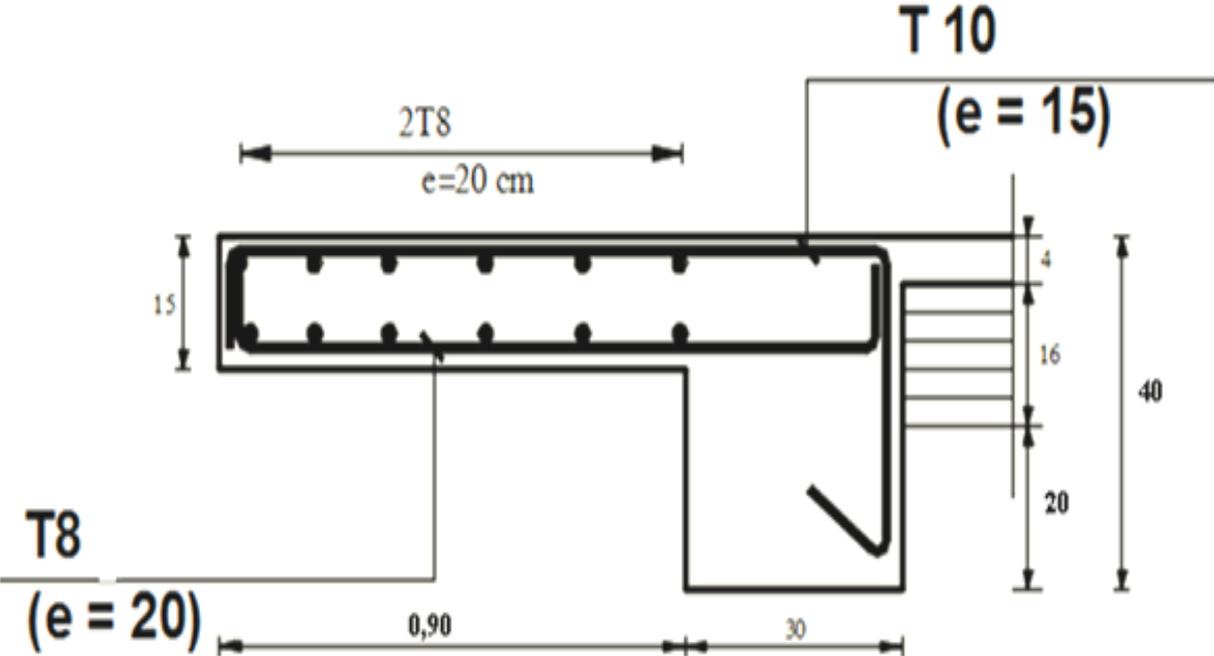


Figure III 9:Schéma de ferrailage balcon

Etude des éléments secondaires

III.6 Etude de l'acrotère :

III.6.1 Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment. Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher soumise à son poids (WP) et une charge horizontale due à la main courante (Fp).

- Le rôle de l'acrotère :
- Empêche l'écoulement des eaux pleurales sur la façade ;
- Donne un aspect esthétique et
- Protection des personnes.

Pour une terrasse inaccessible; On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur figure

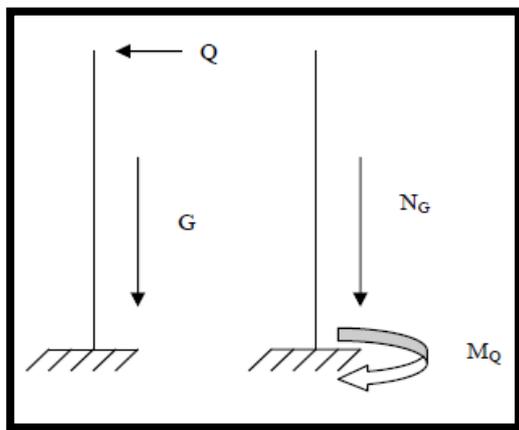
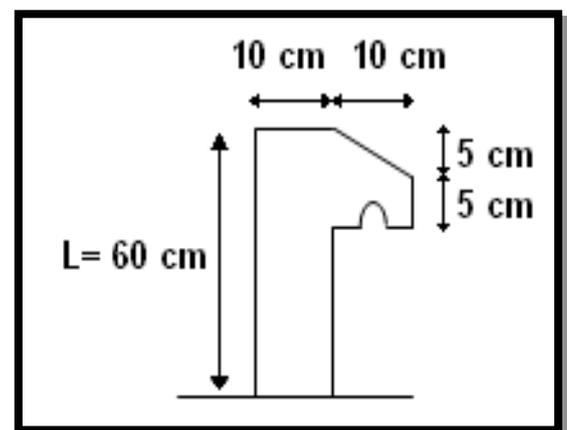


Schéma Statique de l'acrotère



Coupe transversale de l'acrotère

III.6.2 Calcul du ferrailage :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible pour une bande de 1,00 m de largeur. Il sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N et d'un moment de flexion à la base.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

Etude des éléments secondaires

III.6.3 Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_P

W_P : Poids de l'élément considéré.

$$W_P = V \cdot \gamma_b = ((0.6 \times 0.15) + (0.15 \times 0.08) + \frac{0,10 \cdot 0,05}{2}) = 1,687 \text{ KN}$$

La force horizontale: F_P (RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3)

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone (**R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1**)

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [**R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1**].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1,687$$

$$F_P = 0,81 \text{ KN}$$

$$f_p = \max(0,81 \text{ kn ; } 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1 \text{ KN}$$

- **Effort normal et moment fléchissant :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N_u = 1,35 W_p \Rightarrow N_u = 1,35 \times 1,687 \Rightarrow N_u = 2,28 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot F \cdot L \Rightarrow M_u = 1,5 \times 1 \times 0,60 \Rightarrow M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite service (E.L.S.) :

$$N_{ser} = W_p \Rightarrow N_{ser} = 1,687 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = F \cdot L \Rightarrow M_{ser} = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN.m}$$

Etude des éléments secondaires

III.6.4 Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur; la section de calcul est (100×10) cm²

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

- Position du point d'application de l'effort normal de compression :(N)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,395 \text{ m}$$

$$e = 39,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ;

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue.

$$M_f = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,9918 \text{ kn. m}$$

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

$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{991,8}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,20} \rightarrow \mu = 0,0086 < 0,392$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\cdot \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0086}) = 0,107$$

$$\cdot \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,107 = 0,995$$

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

- **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{991,8}{0,995 \cdot 9 \cdot 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{2280}{348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Etude des éléments secondaires

- **Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]**

$$A_{min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max (A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Escapements: } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix d'armatures : } A_r = 3 \text{ HA8} = 1,509 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

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

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,6}{1,687} = 0,355 \text{ m}$$

$$e = 35,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc : Le point d'application d'l'effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C)

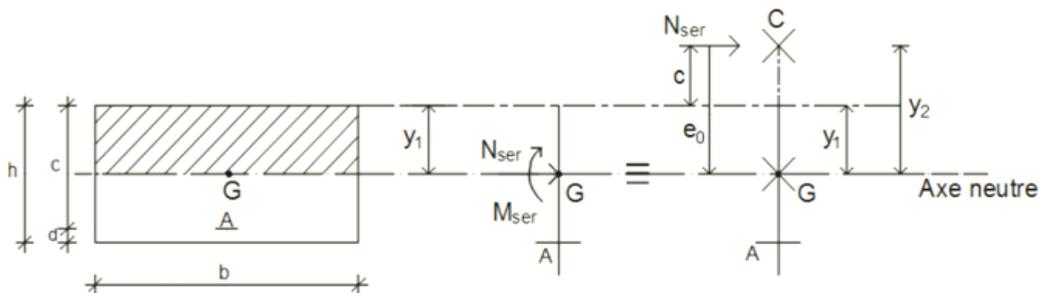


Figure III 10: Position de centre de pression.

C : Centre de pression (point d'application) ;

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

c : La distance du point d'application de N_{ser} à la fibre la Plus comprimée ($c < 0$)

y_2 : La distance du point d'application de N_{ser} à L'axe neutre ($y_2 > 0$) ;

Etude des éléments secondaires

y_1 : La distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

- **Calcul des contraintes :**

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

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

$$C = e + h/2 = 0,35 + 0,1/2 = 0,4 \text{ m}$$

et puisque N est un effort de compression donc $C = -0,40 \text{ m}$.

$$\left[\begin{array}{l} A = 3,14 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 9 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{avec } A' = 0$$

$$p = -3 (-40)^2 + \frac{90 \cdot 3,14}{100} (9+40) = -4661,526$$

$$q = -2 (-40)^3 - \frac{90 \cdot 3,14}{100} (9+40)^2 = 121214,774$$

y_2 est racine de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

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

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = (121214,774)^2 + \frac{4}{27} \cdot (-4661,526)^3 = -313518204,9 < 0$$

$$\begin{aligned} \Delta < 0 \Rightarrow \cos \varphi &= \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = \left[\frac{3 \cdot 121214,774}{2(-4661,526)} \sqrt{\frac{-3}{-4661,526}} \right] \\ &= -0,98 \Rightarrow \varphi = 171,7^\circ \end{aligned}$$

$$\text{Avec : } a = 2\sqrt{-p/3} = 78,83$$

Après itération on trouve :

$$Y_{2.1} = a \cos (\varphi / 3) = 42,66 \text{ cm}$$

$$Y_{2.2} = a \cos (\varphi / 3 + 240^\circ) = 36,07 \text{ cm}$$

$$Y_{2.3} = a \cos (\varphi / 3 + 120^\circ) = -78,73 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c < h \rightarrow 0 < 42,66 - 40 = 2,66 \text{ cm} < h = 10$$

Etude des éléments secondaires

- **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{by^2}{2} - 15A (d - y_1) = \frac{100 \times 2,66^2}{2} - 15 \times 3,14 \times (9 - 2,66) = 55,166 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{SEr}}{100.S} \Rightarrow K = \frac{1687}{100 \times 55,166} = 0,30$$

$$\sigma_b = k. y_1 = 0,30 \times 2,66 = 0,798 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15. K. (d - y_1) = 15 \times 0,30 \times (9 - 2,66) = 28,53 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme

$$\text{préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec : FeE400 $\Rightarrow \eta = 1,6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 . f_{c28} = 0,6.25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues.

III.6.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1,5x F_p = 1,5x1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05. f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b . d} = \frac{1500}{100 . 90.100} = 0,001 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,50 \text{ MPa} \dots CV$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Remarque:

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures Symétrique par rapport à la fibre moyenne.

Etude des éléments secondaires

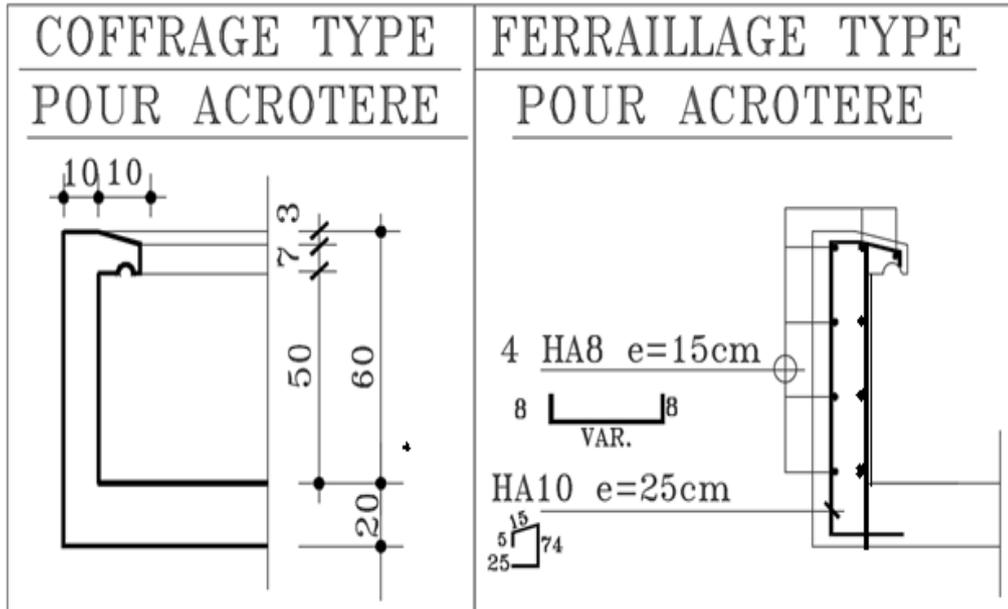


Figure III 11: Coffrage et ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE IV :

Etude dynamique et sismique

Etude dynamique et sismique

IV Etude dynamique et sismique :

IV.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi par certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure réelle.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « **Robot** » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** ».

IV.2 Niveau d'application de l'action sismique :

L'action sismique a l'originalité d'être un chargement défini par un mouvement du sol en surface. Dans ce cas, l'action sismique est directement appliquée au niveau de la base de structure. Le niveau du sous-sol est considéré comme une boîte rigide dans le sol.

IV.3 Modélisation :

Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique, possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : La masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Etude dynamique et sismique

Modélisation de la rigidité :

Les éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds.
- Les voiles par des éléments coque (à quatre nœuds).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).

Modélisation de la masse :

Pour la masse des planchers, nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le $(1/4)$ de la masse de ce panneau, la masse est calculée de manière à inclure la quantité βQ (imposée par le L'RPA99/Version2003), dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas $\beta = 0.2$).
[RPA99/V2003-Tableau4.5]

$$W = G + \beta Q \text{ [Formule 4.5]}$$

- La masse attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir : $2.5t / m^3$.

IV.4 Présentation du Logiciel ROBOT :

Le Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique. - Saisie graphique 2D et 3D -Calcul de structure (RDM) -Neige et vent,

Combinaisons automatique -Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium.....

Etude dynamique et sismique

Objective de l'étude dynamique:

L'objective initiale de l'étude dynamique d'une structure est de la détermination de ses caractéristiques dynamiques propre, ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie, cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme ;

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible, c'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

IV.5 Choix de la Méthode de Calcul:

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

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

IV.5.1 Conditions d'Application de la Méthode Statique Equivalente:

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I : tous groupes

Zone II -a :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Etude dynamique et sismique

Zone II-b et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.5.2 Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Modale

Spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

IV.5.3 Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Dynamique:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Classification du Site :

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

Classification des Sites

Notre structure est située dans un site de catégorie S3

- Méthode dynamique modale spectrale :

Etude dynamique et sismique

Spectre de réponse de calcul :

Selon Le RPA99/Version2003 ; l'action sismique est représentée par le spectre de calcul : [RPA99/V2003-Formule4-13]

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \left(2.5 \eta \left(\frac{Q}{R}\right) - 1\right)\right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

T : Période fondamentale de la structure.

T₁ , T₂ : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site (S3).

Q : Facteur de qualité

S_a : Accélération spectrale.

η: Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement global de la structure ; Sa valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

- **Le facteur de qualité de la structure est fonction de :**

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Etude dynamique et sismique

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau :

$$Q_x=Q_y=1.3$$

Tableau 1: Valeurs des pénalités (Tab.4.4 du RPA99 V2003)

Critère (q)	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0,05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

Etude dynamique et sismique

- **Pourcentage amortissement critique ξ :**

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages

$\xi = 7 \%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

- **Facteur d'amortissement (η) :**

donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi + 2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{7 + 2}} = 0.88 > 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

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

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

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

T : la valeur de la période fondamentale de la structure

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 37.06\text{m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_T = 0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé). [RPA99 V2003/Tableau 4.6 de la page 42]

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$D_x = 28.46\text{m}$ $D_y = 12.95\text{ m}$

$C_T h_n^{3/4} = 0.75\text{s}$

Etude dynamique et sismique

$$\frac{0.09Hn}{\sqrt{Dx}} = 0.62s \dots \dots \dots \text{Sens x}$$

$$\frac{0.09Hn}{\sqrt{Dy}} = 0.92s \dots \dots \dots \text{Sens y}$$

T=0.62secondes

- **Coefficient d'accélération de zone A : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]**

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

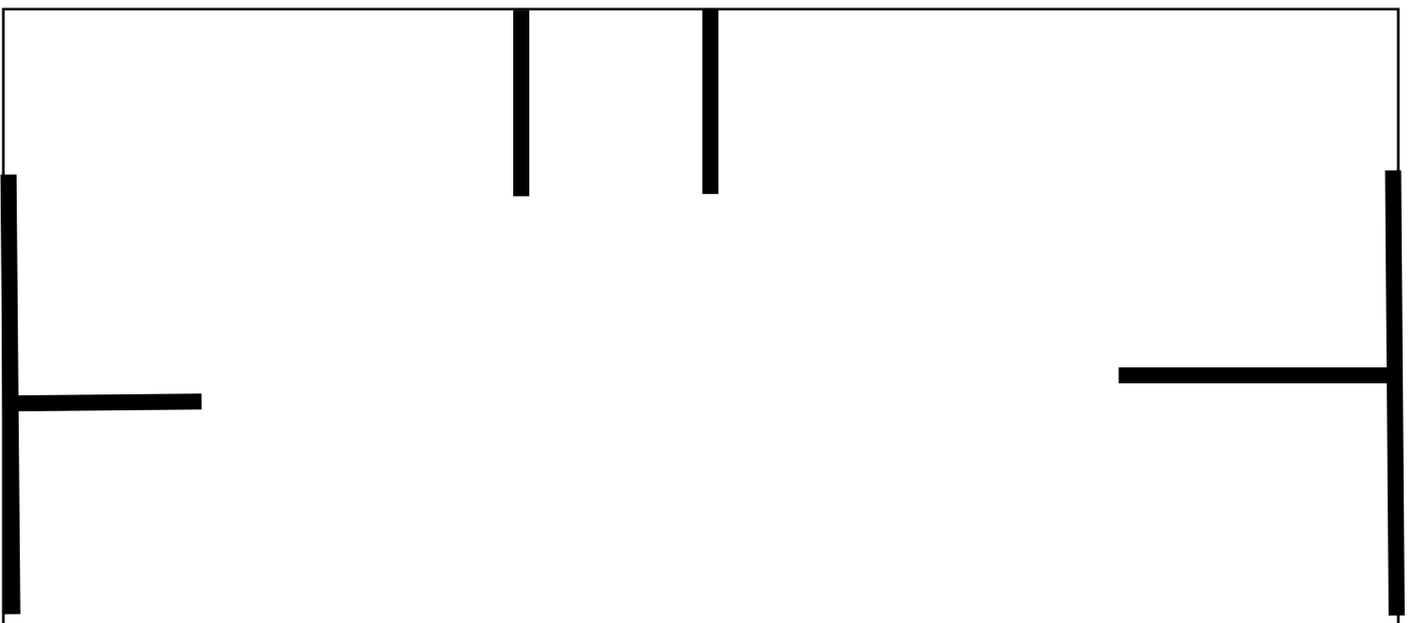
Dans notre cas A= 0,15

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

- **Périodes caractéristiques T1, T2:**

Pour un site type S3: T1= 0.15 s ; T2 = 0.5 s [RPA99/V2003-Tableau 4.7]



FigureIV.1:la disposition optimale des voiles de contreventements.

Etude dynamique et sismique

IV.6 Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_i = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} ;$$
$$Y_i = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i}$$

Avec :

Mi: la masse de l'élément i,

Xi , Yi : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

- **Détermination de centre de torsion par étage :**

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Remarque :

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel ROBOT.

Calcul de l'excentricité :

- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

- **Excentricité accidentelle :**

Le centre de torsion peut être optimale par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)..... [RPA99 version 2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment.

$$L_{\max} = 28,46 \text{ m}$$

$$e_{\text{acc}} = 5\% \times L_{\max}$$

Etude dynamique et sismique

Donc :

Sens X : $e_{xcal} = \max (e_{acc}, e_{xtheorique})$ et

Sens Y : $e_{ycal} = \max (e_{acc}, e_{ytheorique})$.

- **Le moment massique :**

$$M_{zz} = \frac{W_I}{S_I} \times (I_{xx} + I_{yy})$$

M_{zz} : moment d'inertie massique ;

W_I : masse de plancher considéré ;

I_{xx} : moment d'inertie du plancher /xx ;

I_{yy} : moment d'inertie du plancher /yy ;

S_I : la section du plancher.

IV.7 Caractéristique géométrique de la structure(ROBOT).

Centre de gravité :

$$X_G : 14.27m$$

$$Y_G : 6.55m$$

Moments d'inertie :

$$I_{xx} : 7061244,15Kgm^2$$

$$I_{yy} : 27702382,44Kg m^2$$

Etude dynamique et sismique

IV.8 Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :

Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99/V2003-Article 4-3-6]

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 déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, c'est-à-dire : $V > 0,8 V$.:

Tableau IV.2:Résultante des forces sismiques

L'effort tranchant (à la base)	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	V _x	V _y	V _x	V _y
	3533.06	3533.06	2290,45	2730,78

$$V_{dx} = 2290.45 < 0.8 * 3533.06 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$V_{dy} = 2730.78 < 0.8 * 3533.06 \rightarrow \text{C.N.V}$$

Donc : on majore V_d par $0.8v_s/v_d$

IV.8.1 Vérifications de la période : [RPA99/V2003-Article 4.2.4]

le RPA99/version 2003 préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%. **$T_{dynamique} < 1,3 T_{empirique}$**

$$T_{dyn} = 0,80 \text{ sec}$$

$$T_{emp} = 0,80 \text{ sec}$$

- $0,80 \text{ sec} < 1,3 \times 0.62 = 0,81 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{C.V}$

IV.8.2 Vérification des déplacements relatifs des étages : [RPA99/4.4.3]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ [RPA99/V2003 – Formule 4.19]}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Remarque : Le déplacement due aux forces sismique est donné par le logiciel ROBOT

Etude dynamique et sismique

Tableau IV.3: vérification du déplacement de tous les niveaux(Plancher)

niveau	He (cm)	Δ_K (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification
		Sens xx	Sens yy		
Sous sol1	280	00	0 1	2.8	< Δ_{radm}
Sous Sol2	310	0.1	0.1	3,10	< Δ_{radm}
RDC	340	0.4	0.2	3.40	< Δ_{radm}
Mezzanine	306	0.6	0.3	3.06	< Δ_{radm}
1^{er} étage(bureau)	306	0.8	0.4	3.06	< Δ_{radm}
2^{er} Etage	306	0.9	0.5	3.06	< Δ_{radm}
3^{ème} Etage	306	0.9	0.6	3.06	< Δ_{radm}
4^{ème} Etage	306	0.9	0.6	3.06	< Δ_{radm}
5^{ème} Etage	306	0.9	0.6	3.06	< Δ_{radm}
6^{ème} Etage	306	0.9	0.6	3.06	< Δ_{radm}
7^{ème} Etage	306	0.8	0.6	3.06	< Δ_{radm}
8^{ème} Etage	306	0.8	0.6	3.06	< Δ_{radm}
9^{ème} Etage	306	0.7	0.6	306	< Δ_{radm}
10^{ème} Etage	306	0.7	0.6	3.06	< Δ_{radm}

Etude dynamique et sismique

Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Tableau IV.4: Distribution des forces suivant la hauteur

Etage	Wi(Kg)	Hi(m)	Wi*Hi(Kg)	Fix (kg)	Fiy(Kg)
Sous sol1	963516,22	2,8	2697845,42	11263,0837	10679,6559
Sous sol2	950484,9	5,6	5322715,44	22221,5065	21070,4324
RDC	381611,52	3,06	1167731,25	4875,09578	4622,56581
Mezzanine	330497,7	6,12	2022645,92	8444,23114	8006,81997
1 ^{er} étage(bureau)	358397,58	9,18	3290089,78	13735,6115	13024,1068
Etage 2	336583,19	12,24	4119778,25	17199,4314	16308,5008
Etage 3	336583,19	15,3	5149722,81	21499,2892	20385,626
Etage 4	336583,19	18,36	6179667,37	25799,1471	24462,7512
Etage 5	336583,19	21,42	7209611,93	30099,0049	28539,8765
Etage 6	317065,05	24,48	7761752,42	32404,1053	30725,5727
Etage 7	317065,05	27,54	8731971,48	36454,6185	34566,2692
Etage 8	317065,05	30,6	9702190,53	40505,1317	38406,9658
Etage 9	317065,05	33,66	10672409,6	44555,6448	42247,6624
Etage 10	288649,84	36,72	10599222,1	44250,0986	41957,9435
		Somme	84627354,3		

Etude dynamique et sismique

Distribution des forces Horizontales des forces sismiques

Tableau IV.5: Effort Tranchant de chaque plancher

Etage	Fix(kg)	Fiy(Kg)	Vkx(Kg)	Vky(Kg)
Sous sol1	11263,0837	10679,6559	353306	335004,749
Sous sol2	22221,5065	21070,4324	342042,916	324325,093
RDC	4875,09578	4622,56581	319821,41	303254,661
Mezzanine	8444,23114	8006,81997	314946,314	298632,095
1 ^{er} étage(bureau)	13735,6115	13024,1068	306502,083	290625,275
Etage 2	17199,4314	16308,5008	292766,471	277601,168
Etage 3	21499,2892	20385,626	275567,04	261292,667
Etage 4	25799,1471	24462,7512	254067,751	240907,041
Etage 5	30099,0049	28539,8765	228268,604	216444,29
Etage 6	32404,1053	30725,5727	198169,599	187904,414
Etage 7	36454,6185	34566,2692	165765,494	157178,841
Etage 8	40505,1317	38406,9658	129310,875	122612,572
Etage 9	44555,6448	42247,6624	88805,7434	84205,6059
Etage 10	44250,0986	41957,9435	44250,0986	41957,9435
Somme	353306	335004,749	3313590,4	3141946,42

Etude dynamique et sismique

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99/5.9)

Tableau IV.6 : l'effet P- Δ

Etage	Wi=(Kg)	Pk(Kg)	Hk(cm)				
Sous sol1	963516,22	5887750,72	280	0	0,1	0	0,006
Sous sol2	950484,9	4924234,5	280	0,1	0,1	0,005	0,005
RDC	381611,52	3973749,6	306	0,4	0,2	0,016	0,008
Mezzanine	330497,7	3592138,08	306	0,6	0,3	0,022	0,012
1 ^{er} étage(bureau)	358397,58	3261640,38	306	0,7	0,4	0,024	0,015
Etage 2	336583,19	2903242,8	306	0,8	0,5	0,026	0,017
Etage 3	336583,19	2566659,61	306	0,9	0,6	0,027	0,019
Etage 4	336583,19	2230076,42	306	0,9	0,6	0,026	0,018
Etage 5	336583,19	1893493,23	306	0,9	0,6	0,024	0,017
Etage 6	317065,05	1556910,04	306	0,9	0,6	0,023	0,016
Etage 7	317065,05	1239844,99	306	0,8	0,6	0,019	0,015
Etage 8	317065,05	922779,94	306	0,8	0,6	0,019	0,015
Etage 9	317065,05	605714,89	306	0,7	0,6	0,016	0,014
Etage 10	288649,84	288649,84	306	0,7	0,6	0,015	0,013

Etude dynamique et sismique

❖ Remarque : $\theta < 0.10$ dans les deux sens.

Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas.

IV.9 Conclusion :

Donc le choix de R est satisfaisant, on prend $R = 3,5$ c.à.d. un système voiles porteurs.

CHAPITRE V :

ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.ETUDES DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1 Introduction :

Après avoir déterminé les sollicitations, on passe à la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (**BAEL et R.P.A.99**).

Les règles **R.P.A.99 v2003** « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte voiles-portique dont les éléments verticaux sont constitués de (poteaux-voiles) et horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

V.2 Ferrailage des portiques :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitations et

E : Efforts sismiques.

Combinaisons d'actions :

Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- $1,35G + 1,5Q$ Etat Limite ultime.
- $G+Q$ Etat Limite de service.

Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot.

V.2.1 Etude des poutres :

Définition :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion

Etude des éléments principaux

simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

On a deux types des poutres :

Poutres principales : (30×40) cm².

Poutres secondaires : (30×40) cm².

Condition de ferrailage :

Le ferrailage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par le RPA99V2003

- **Armatures longitudinales RPA 2003 V 99(A 7.5.2.1)**: le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Donc :

Armatures minimales : 0.5% x B en zone IIa

Armatures maximale : 4 % en zone courante

6 % en zone recouvrement

Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone IIa

B : Section de la poutre

Armatures transversales : RPA 2003 V 99 (A 7.5.2.2): La quantité d'armatures

Transversales minimales est de :

$A_{tmin} = 0,003 \times S \times b$ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2]

S : est l'espacement entre deux cours d'armatures transversales.

b : Largeur de la section transversale de la poutre.

L'espacement maximal des armatures transversales :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varnothing\right)$$

En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

Règlement BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}$ => Pour les armatures tendues.

V.2.2 Les sollicitations des poutres :

Les résultats donné par le logiciel "ROBOT" :

Etude des éléments principaux

Tableau V 1: sollicitation d'une poutre du RDC

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-74.78	-54.19	-88.47	76.75	55.61	65.72

Ferrailage en travée :

Pour le ferrailage en travée c'est la combinaison ultime qui nous donne le cas le plus défavorable avec un moment $M_t = 76.75$ KN.m

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{76750}{12.47 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0.158 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ pas besoin d'armatures comprimées

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

avec $\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.158}) = 0.216$$

$$\beta = 0.9$$

$$A_s = \frac{76750}{348 \cdot 0.9 \cdot 36} = 6.8 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_s \geq \max (1.2; 1.19) = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc on prendra $A_s = 6.8 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

La poutre à étudier étant protégée contre les intempéries, alors :

La fissuration est donc peu nuisible

Fe400

Section rectangulaire

Flexion simple

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Alors $\sigma_b \leq \sigma_{adm}$ Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{76.75}{55.61} = 1.38 \quad ; \quad \alpha = 0.216$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.216 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \text{ vérifiée} \quad \text{alors } \sigma_b \leq \sigma_{adm}$$

Alors il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton et les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

Armatures minimales donnée par le RPA :

Etude des éléments principaux

$$A_{\min} = 0.5\%(bxh) = 0.005 \times (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s \text{ cal} = 6.8 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min(RPA)} = 6 \text{ cm}^2$, alors on adoptera $A_s \text{ cal}$.

Armatures maximales donnée par le RPA :

- $A_{\max} = 4 \%(bxh) = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \dots$ (Zone courante)
- $A_{\max} = 6 \%(bxh) = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \dots$ (Zone de recouvrement)

Choix des armatures :

$$3T14+2T12 \dots\dots A_s = 6.88 \text{ cm}^2$$

✓ Ferrailage en appui

En appui, le ferrailage se fera avec la combinaison accidentelle car c'est lui qui nous donne le cas le plus défavorable.

$$M_a = - 88.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{88470}{12.47 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0.182 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées A}$$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.182}) = 0.253$$

$$\beta = 0.9$$

$$A_s = \frac{88470}{348 \cdot 0.9 \cdot 36} = 7.84 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \implies A_s \geq \max(1.2 ; 1.19) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.84 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ Vérification à l'ELS

La poutre à étudier étant protégée contre les intempéries, alors :

La fissuration est donc peu nuisible

Fe400

Section rectangulaire

Flexion simple

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Etude des éléments principaux

Alors $\sigma_b \leq \sigma_{adm}$ Avec $\gamma = \frac{Mu}{Mser}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{74.78}{54.19} = 1.38 \quad ; \quad \alpha = 0.253$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{22}{100} = 0.41$$

$$\alpha = 0.253 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.41 \quad \text{vérifiée} \quad \text{alors } \sigma_b \leq \sigma_{adm}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton et les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

$$A_{min} = 0.5\%(bxh) = 0.005 \times (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_{scal} = 7.84 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}(\text{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$, alors on adoptera A_{scal}

Choix des armatures :

$$3T14+3T12 \dots \dots \dots A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_{lmin}; \frac{b}{10} \right) = \min (1.14 ; 1.4; 3) = 1,14 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 11,4 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t \leq 8 \text{ mm}$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I et II_a)

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}, \text{ alors on adopte : } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}, \text{ alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales

L'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{lmin}; 30 \text{ cm} \right) \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$$

Φ_{lmin} : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Section de la poutre	Zone nodale		Zone courante	
	St calculé	St choisi	St calculé	St choisi
30x40	10	10	20	15

Etude des éléments principaux

Tableau V 2:Autres types de sollicitation le plus défavorable

Niveau	En Appuis(Kn.m)	En Travée
Sous Sol1	-102.81	79.13
Sous Sol2	-113.55	86.07
RDC	-88.47	76.75
Mezzanine	-91.96	89.35
1^{er} Etage Bureau	-97.19	101.85
2^{eme} Etage	-101.45	108.92
3^{eme} Etage	-107.75	115.07
4^{eme} Etage	-110.66	117.73
5^{eme} Etage	-108.64	112.03
6^{eme} Etage	-105.37	103.32
7^{eme} Etage	-101.43	99.36
8^{eme} Etage	-95.76	92.97
9^{eme} Etage	-90.56	89.16
10^{eme} Etage	-76.95	64.53

Etude des éléments principaux

Tableau V 3: ferrailage des poutres des différents niveaux

Etage	Section cm ²	A _{min} cm ²	A _{cal} cm ²	Choix	A _{min} cm ²	A _{cal} cm ²	Choix	Φt mm	(St) zone nodale	(St) Zone courante	Ferrillages longitudinales		Ferrillages transversales	
											Travée		Appuis	
10 ^e étage	30 x 40	6	4.9	3T14+3T12	6	5.9	3T14+3T12	8	10	15				
9 ^e étage	30 x 40	6	6.9	3T14+3T12	6	7.1	3T14+3T12	8	10	15				
8 ^e étage	30 x 40	6	7.3	3T14+3T12	6	7.5	3T14+3T12	8	10	15				
7 ^e étage	30 x 40	6	7.8	3T14+3T12	6	8.0	3T14+3T12	8	10	15				
6 ^e étage	30 x 40	6	8.2	3T16+3T14	6	8.3	3T16+3T14	8	10	15				
5 ^e étage	30 x 40	6	8.9	3T16+3T14	6	8.6	3T16+3T14	8	10	15				
4 ^e étage	30 x 40	6	9.5	3T16+3T14	6	8.8	3T16+3T14	8	10	15				
3 ^e étage	30 x 40	6	9.2	3T16+3T14	6	8.6	3T16+3T14	8	10	15				
2 ^{em} e étage	30 x 40	6	8.7	3T16+3T14	6	8.0	3T14+3T12	8	10	15				
1 ^{er} Et Bureau	30 x 40	6	8.0	3T14+3T12	6	7.6	3T14+3T12	8	10	15				
Mezzanine	30 x 40	6	6.9	3T14+3T12	6	7.2	3T14+3T12	8	10	15				
RDC	30 x 40	6	6.8	3T14+3T12	6	7.8	3T14+3T12	8	10	15				
Sous sol2	30 x 40	6	6.7	3T14+3T12	6	10.4	3T16+3T14	8	10	15				
Sous sol1	30x40	6	6.1	3T14+3T12	6	9.7	3T16+3T14	10	10	15				

Etude des éléments principaux

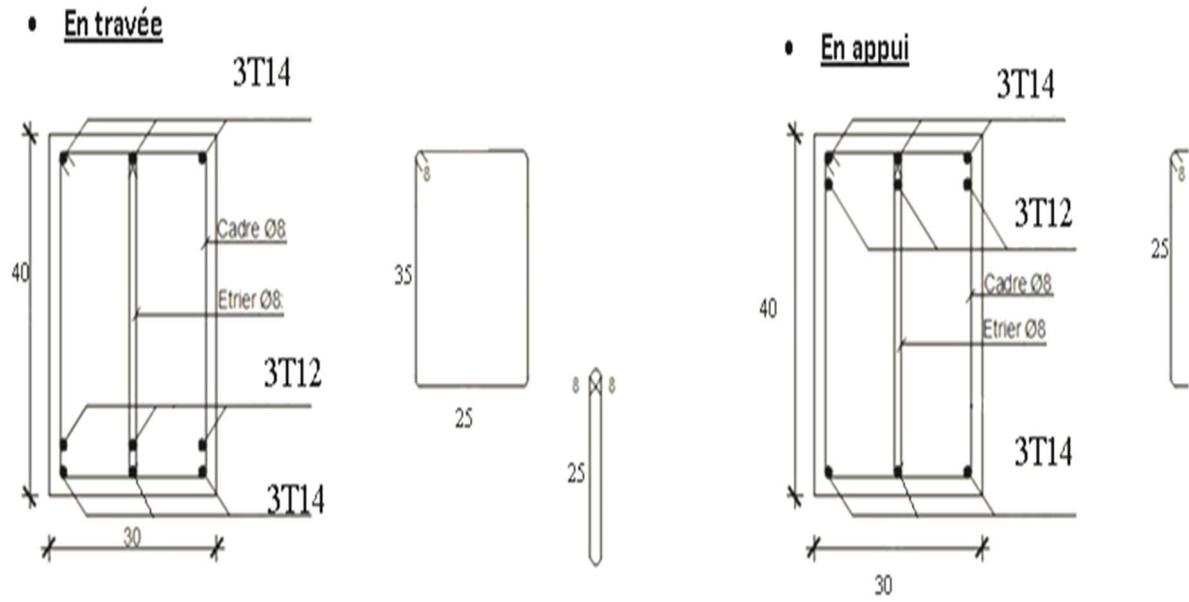


Figure V 1: Ferrailage des poutres Principales et secondaire

Etude des éléments principaux

V.2.3 Etude des poteaux :

Définition :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

Leurs rôles : Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau), Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V 4:Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	γ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1	400	400

V.2.4 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon B.A.E.L 91 :** (Combinaison fondamentale)
 - **E L U** **1,35 G + 1,5 Q**
 - **E L S** **G + Q**
- **Selon R.P.A 99** (situation accidentelle)
 - **G + Q + E**
 - **0,8G ± E**avec E : charge due à la force sismique.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Etude des éléments principaux

N max → *M correspondant*

M max → *N correspondant*

N min → *M correspondant*

V.2.5 Ferrailage des poteaux :

a. Les armatures longitudinales :

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x sections du poteau (*Zone IIa*).

-Le pourcentage maximal sera :

- 4 % en zone courante.
- 6 % zone de recouvrement.

-Le diamètre minimal est de $\Phi_{\min} = 12 \text{ mm}$

-La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (*zone IIa*).

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$L = 25 \text{ cm}$.

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique) avec :

$h' = \max (h_e/6; b; h; 60\text{cm})$.

Etude des éléments principaux

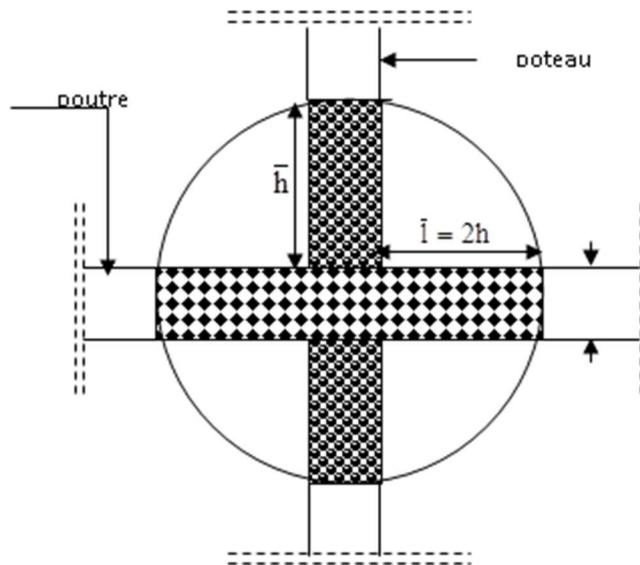


Figure V 2: Détail de la zone nodale

Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élanement géométrique} \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élanement géométrique} \leq 5 \end{cases}$$

h : Hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \% \quad (\Phi > 12\text{mm})$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$ a et b, les dimensions de la section du poteau.

Etude des éléments principaux

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

$\Phi_{\min} > 12$ mm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de

$10 \Phi_{\min}$

Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le **RPA 99**, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (7.2 \text{ du RPA99 V2003, p63})$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V 5: sollicitations normales pour les combinaisons sismiques

Poteaux	N_d [KN]	B_c [cm ²]	F_{c28} [MPa]	$v \leq 0.3$	Observation
P1	2081.87	60x60	25	0.23	C.V
P2	2051.99	55x55	25	0.27	C.V
P3	1580.28	50x50	25	0.25	C.V
P4	991.85	45x45	25	0,19	C.V
P5	430.43	40X40	25	0.10	C.V

Calcul du ferrailage longitudinal (Art7.4.2.1 du RPA99 V2003, p61) :

Tableau V 6: Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99

Etages	Sections (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Zone courante	Zone de recouvrement
			A_{\max} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)
6 ^{ème} au 10 ^{ème}	40x40	12.8	64	96
2 ^{ème} au 5 ^{ème}	45x45	16.2	81	121.5
Mezzanine et Bureau	50x50	20	100	150
Sous Sol2 et RDC	55x55	24.2	121	181.5
Sous-Sol1	60x60	28.8	144	216

Etude des éléments principaux

Tableaux des sollicitations:

Tableau V 7: Sollicitations les plus défavorables

	ELU		ACCIDENTELLE			
TYPES	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)
P1	1760.64	55.46	-707.87	19.68	42.15	2061.87
P2	1537.60	103.66	-1250.96	157.36	165.27	2051.99
P3	1179.39	40.55	-942.30	45.64	86.81	1580.28
P4	996.07	31.26	-574.26	30.23	99.37	991.85
P5	506.09	51.19	-172.12	23.59	90.82	430.43
P6	54.99	4.55	-127.18	12.26	12.26	202.30

V.2.6 Calcul du ferrailage :

Exemple de calcul :

Ferrailage du poteau de section (60x60) cm² :

Pour le ferrailage des poteaux, un seul type sera calculé manuellement et les autres types seront calculés par le logiciel Robot.

Les Armatures longitudinales :

Données :

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 54 \text{ cm}$.

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

Soit à calculer le poteau le plus sollicité, avec les sollicitations suivantes:

$N_{\max} = 1760,64 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 55,46 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = -707,87 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 19,68 \text{ KN}$

$N_{\min} = 42,15 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 2061,87 \text{ KN.m}$

Cas : Nmax et Mcor :

$N = 1760,64 \text{ KN}$ $M = 55,46 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{55,46}{1760,64} = 3,1 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 6 = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieure des armatures.

$$\text{Soient : } \begin{cases} A = Nu(d - d') - M_1 \\ B = (0.337h - 0.81d')\sigma_b * b * h \end{cases}$$

Calcul du moment par rapport aux armatures tendues : M_1

$$M_1 = Nu (e_0 + (h/2 - d')) = 1760,64 (3,1 + (60/2 - 6)) = 477.13 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A = 1760,64 (0.54 - 0.06) - 477.13 = 367,9772 \text{ KN.m} \\ B = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 12.47 * 60^2 = 689,54112 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A = 367,9772 \text{ KN.m} < B = 689,54112 \text{ KN.m}, \text{ alors la section est}$$

partiellement comprimée et le calcul de la section se fera en flexion simple avec le moment max

Etude des éléments principaux

$$M_1 = 477.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{477130}{12.47 * 60 * 54^2} = 0.219 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

Calcul de A_1 :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s * \beta * d} \text{ avec } \beta = 1 - 0.4x\alpha$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.219}) = 0.312$$

$$\beta = 0.87$$

$$A_1 = \frac{477130}{348 * 0.87 * 54} = 29.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 29.18 - \frac{1760,64}{348} * 10 = -21.41 \text{ cm}^2$$

Cas : N_{min} et M_{cor} :

$$N = -707,87 \text{ KN}$$

$$M = 19,68 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{19,68}{707,87} = 2,7 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 6 = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieure des armatures, donc la section est entièrement tendue

$$A_1 = \frac{N(\frac{h}{2} - \delta' d + e_0)}{\sigma_1(d - \delta' d)} = \frac{707870(30 - 6 + 2,7)}{100 * 187(54 - 6)} = 21.05 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{100 * \sigma_1} - A_1 = \frac{707870}{100 * 187} - 52.45 = 16.80 \text{ cm}^2$$

Cas : M_{max} et N_{cor} :

$$N = 2061,87 \text{ KN}$$

$$M = 42,15 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{42,15}{2061,87} = 2,04 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 6 = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieure des armatures.

$$\text{Soient : } \begin{cases} A = Nu(d - d') - M_1 \\ B = (0.337h - 0.81d')\sigma_b * b * h \end{cases}$$

Calcul du moment par rapport aux armatures tendues : M_1

$$M_1 = Nu(e_0 + (h/2 - d')) = 2061,87 (2.04 + (60/2 - 6)) = 536,91 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A = 2061,87(0.54 - 0.06) - 536,91 = 452,787 \text{ KN.m} \\ B = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 12.47 * 60^2 = 689,541 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A < B, \text{ alors la section est partiellement comprimée et le calcul de la section se fera en flexion simple avec le moment } M_1 = 536,91 \text{ KN.m}$$

fera en flexion simple avec le moment $M_1 = 536,91 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{536910}{12.47 * 60 * 54^2} = 0.246 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

Etude des éléments principaux

Calcul de A_1

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \text{ avec } \beta = 1 - 0.4x\alpha$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.246}) = 0.359$$

$$\beta = 0.84$$

$$A_1 = \frac{536910}{348 * 0.84 * 54} = 34,01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 34,01 - \frac{536,91}{348} * 10 = 18,58 \text{ cm}^2$$

Tableau V 8: L'ensemble des résultats de ferrailage des autres types

TYPES	Sections (cm ²)	A (cm ²)	Choix
P1	60*60	36.69	4T20+12T16
P2	55*55	28.65	4T20+8T16
P3	50*50	20.36	4T16+8T14
P4	45*45	20.36	4T16+8T14
P5	40*40	18.50	12T14
P6	30*30	13.60	12T12

Calcul du ferrailage transversal :(RPA2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda < 5 \end{cases}$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{lmin} \right)$$

Avec Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Espacement des armatures transversales :

$$t \leq \min (10\Phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale (zone II}_a\text{).}$$

$$t' \leq 15\Phi_l \text{ en zone courante.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} t \leq \min (12 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) \\ t' \leq 18 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Etude des éléments principaux

La longueur de la zone nodale est donnée par : $h' = \max\left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right)$ (Art 7.4.2.1 du RPA99 V2003 page 49)

Niveau	RDC	Etage-courant
h' (cm)	60	60

Tableau V 9: Les résultats du ferrailage transversal

Etages	h_1	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	f_e (MPa)	t (cm)	t' (cm)	A_t (cm ²)
Sous Sol1	60	31.9	3.26	3.75	235	10	15	0.85
Sous sol2	55	100.91	3.56	3.75	235	10	15	2.92
RDC	55	27.15	3.89	3.75	235	10	15	0.79
Mezzanine	50	139.57	4.28	3.75	235	10	15	4.45
1^{er}Et Bureau	50	121.95	4.28	3.75	235	10	15	3.89
2^e Etage	45	100.93	4.76	3.75	235	10	15	3.58
3^e Etage	45	87.27	4.76	3.75	235	10	15	3.09
4^e Etage	45	77.01	4.76	3.75	235	10	15	2.73
5^e Etage	45	68.76	4.76	3.75	235	10	15	2.44
6^e Etage	40	59.18	5.35	2.5	235	10	15	1.57
7^e Etage	40	48.42	5.35	2.5	235	10	15	1.29
8^e Etage	40	39.88	5.35	2.5	235	10	15	1.06
9^e Etage	40	34.78	5.35	2.5	235	10	15	0.93
10^e Etage	40	12.06	5.35	2.5	235	10	15	0.32

Etude des éléments principaux

Ferraillage des poteaux:

Poteaux 60x60:

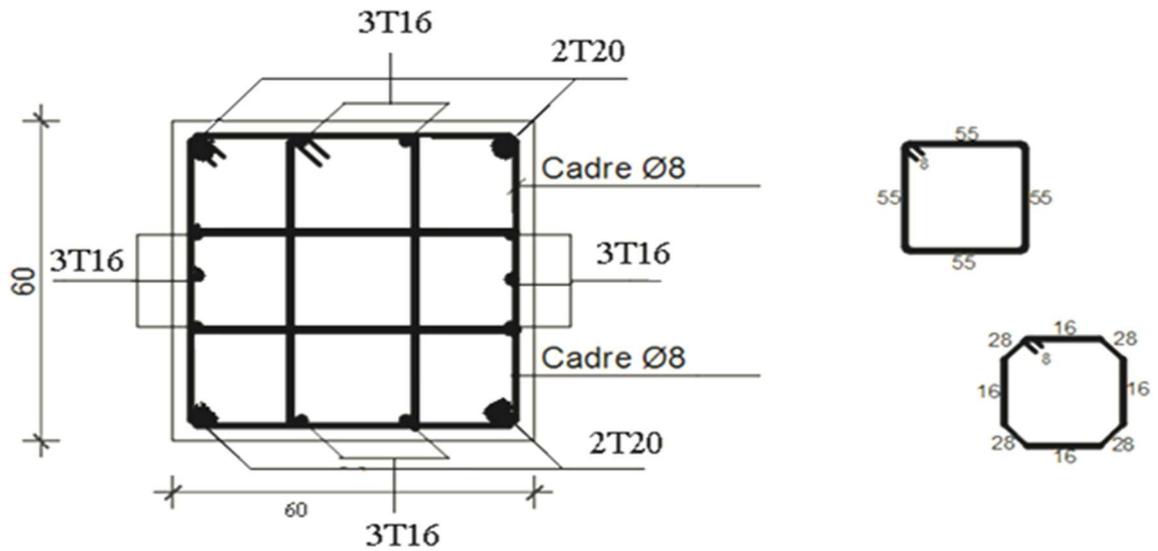


Figure V 3: Ferraillage des poteaux (60X60)

Ferraillage des poteaux:

Poteaux 55x55:

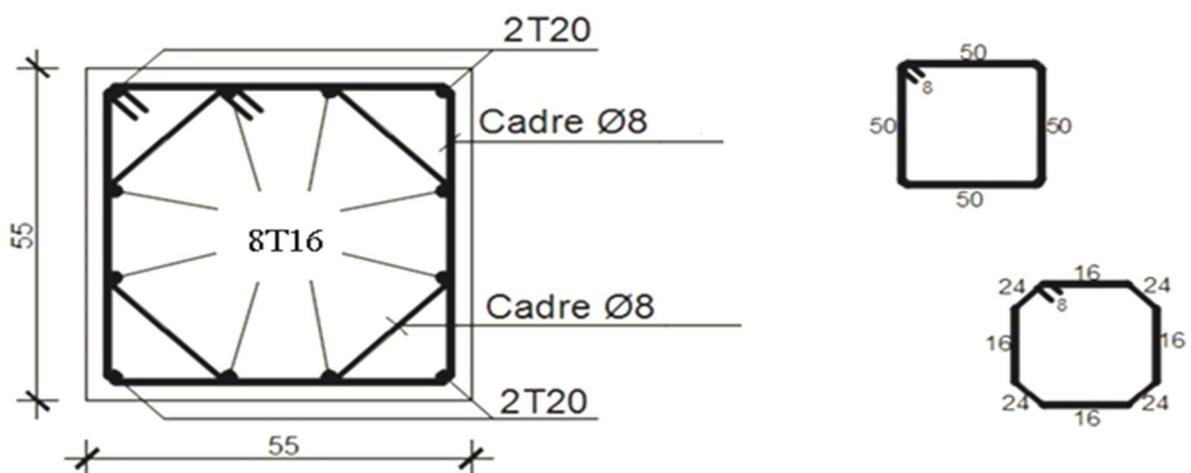


Figure V 4: Ferraillage des poteaux (55X55)

Etude des éléments principaux

Ferraillage des poteaux:

Poteaux 50x50:

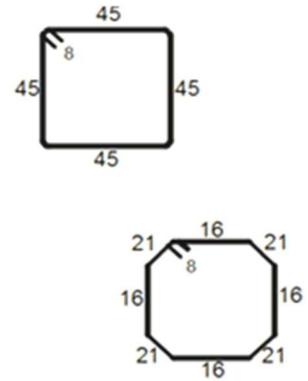
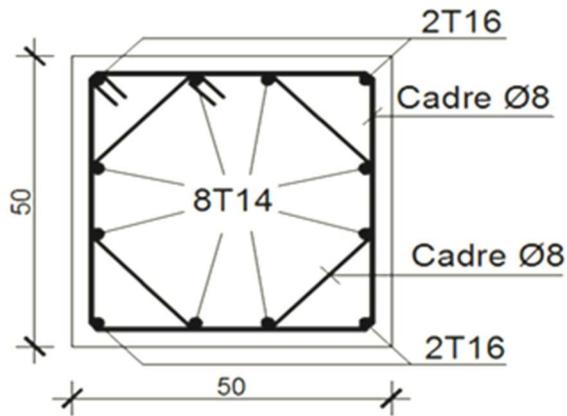


Figure V 5: Ferraillage des poteaux (50X50)

Ferraillage des poteaux:

Poteaux 45x 45:

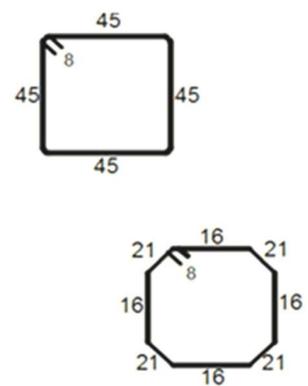
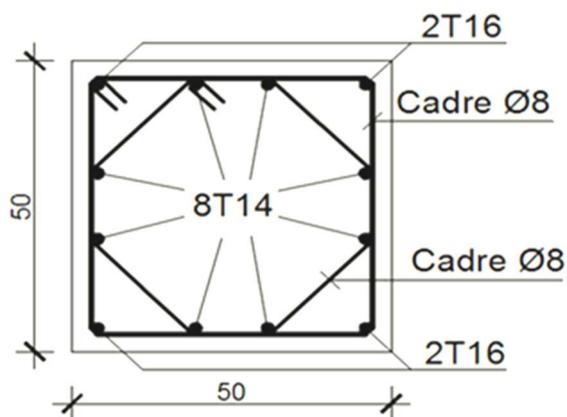


Figure V 6: Ferraillage des poteaux (45X45)

Etude des éléments principaux

Ferraillage des poteaux:

Poteaux 40x 40:

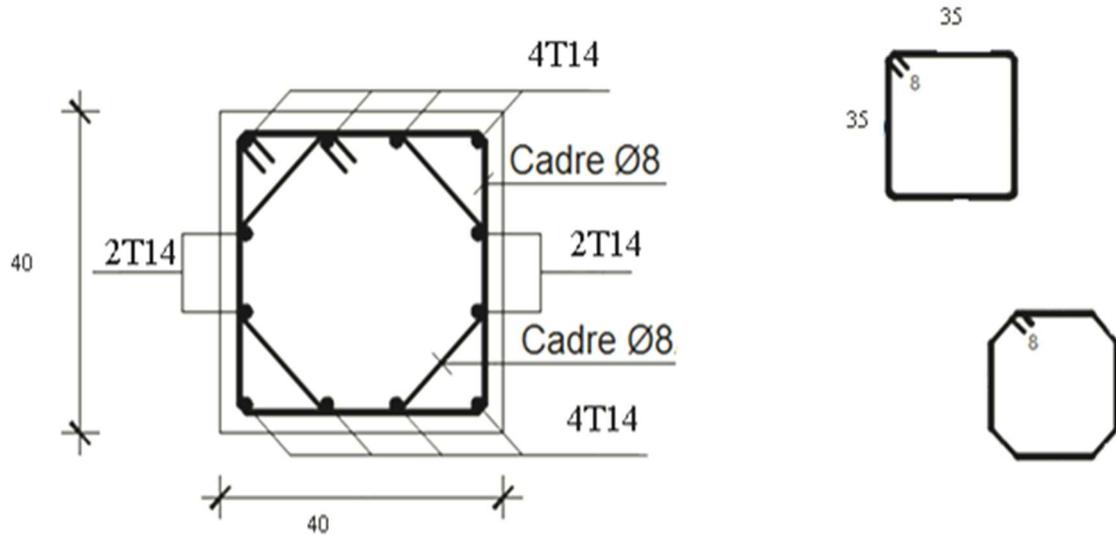


Figure V 7: Ferraillage des poteaux (40X40)

Poteaux 30x 30:

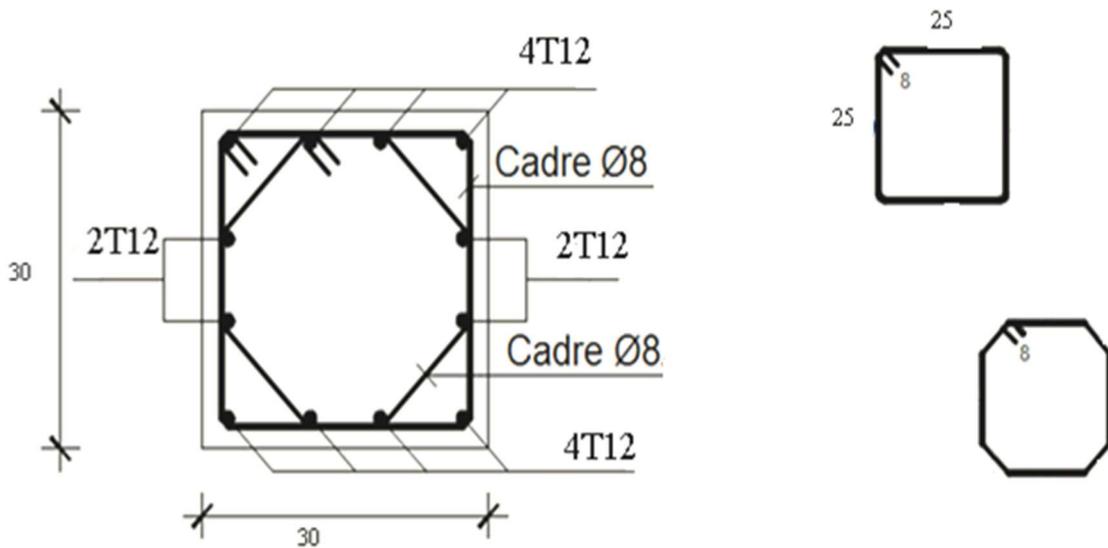


Figure V 8: Ferraillage des poteaux (30X30)

Etude des éléments principaux

V.3 Etude des voiles

V.3.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieures à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur. Dans notre structure, on distingue deux types de voiles:

- 1- Voiles périphériques ;
- 2- Voiles de contreventement

Les Voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ROBOT**.

Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques , dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.3.2 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.

V.3.3 Combinaisons :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G+Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \quad [\text{RPA99/2003/V.5.2}]$$

Etude des éléments principaux

Prescriptions imposées par RPA99

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 composées 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).

Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci appariée :

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 .

Règles générales

Les armateurs transversaux doivent respectes les dispositions suivent :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e$$

$$S \leq 30\text{cm} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

- b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la l'épaisseur du voile.

Etude des éléments principaux

d) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones ou 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.

Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Exemple de calcul :

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations maximales sont :

Tableau V 10: Les sollicitations sur le voile

$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	
N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
680.32	26.7	1460.36	577.23	616.25	-452.82

1^{er} cas :

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N=680,32 \text{ KN}$$

$$M=26,7 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes : σ_1 et σ_2

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} \rightarrow \frac{680.32}{0.5} + \frac{26.7 \cdot 1.675}{0.47} = 1455.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} \rightarrow \frac{680.32}{0.5} - \frac{26.7 \cdot 1.675}{0.47} = 1265.48 \text{ KN/m}^2$$

(σ_1 et σ_2) > 0 : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L = 0,15\% \cdot 15 \cdot 335 = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

2^{eme} cas :

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N= 1460.36 \text{ KN.m}$$

$$M=577.23 \text{ KN}$$

Etude des éléments principaux

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} \rightarrow \frac{1460.36}{0.5} + \frac{577.23 \cdot 1.675}{0.47} = 4977.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} \rightarrow \frac{1460.36}{0.5} - \frac{577.23 \cdot 1.675}{0.47} = 863.57 \text{ KN/m}^2$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L = 0,15\% \cdot 15 \cdot 335 = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

3^{ème} cas :

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N = 616.25 \text{ KN}$$

$$M = -452.82 \text{ KN.m}$$

Puisque N est un effort de traction, alors on vérifie si la section est entièrement ou partiellement tendue.

Calcul de e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{616.25}{452.82} = 1.36 \text{ m} < h/2 - c = 1.625 \text{ m} \rightarrow \text{section entièrement tendue (SET)}$$

$$A_{s \text{ tot}} = A'_s + A_s = A_s = \frac{N}{f_e} = \frac{452.820}{400} \cdot 10 = 11.32 \text{ cm}^2 = 5.66 \text{ cm}^2/\text{face}.$$

en résumé l'armature calculée au troisième cas sera maintenue :

$$A = 11.32 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 5.66 \text{ cm}^2/\text{face} \text{ avec un choix de } 6\text{T}12 \dots A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Espacement :

$$\text{En zone courante } S_t \leq \min(1.5x_e ; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Zone about: } S_{t \text{ about}} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

L'ensemble des résultats de ferrailage des voiles des différents niveaux sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau V 11: Voiles parallèles à l'axe XX

Niveau	$A_v(\text{cm}^2/\text{ml})$	Choix	$A_H(\text{cm}^2/\text{ml})$	Choix	Espacement (cm)	
					Zone d'about	Zone courante
RDC au 11 ^e étage	8.53	10T12	3.80	5T10	10	20

Tableau V 12:11: Voiles parallèles à l'axe yy

Niveau	$A_v(\text{cm}^2/\text{ml})$	Choix	$A_H(\text{cm}^2/\text{ml})$	Choix	Espacement (cm)	
					Zone d'about	Zone courante
RDC au 11 ^e étage	5.66	6T12	3.80	5T10	10	20

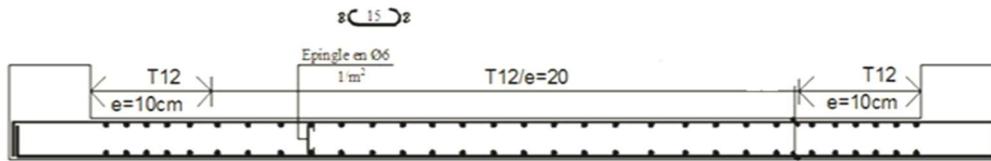


Figure V 9: Dessin du ferrailage du voile de contreventement

V.3.4 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% (**Article 7.7.2 du RPA99 V2003**).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$$

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 : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

D'après le fichier résultat du **ROBOT**, on trouve à la base du voile V_8 un effort tranchant de 24.24 KN

$$\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d = 1.4 \times \frac{9.696}{0.15 \times 3.015} = 30.015 \text{ KN/m}^2 = 0.030 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 0.20 \times 22 = 4.4 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.03 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4.4 \text{ MPa} \rightarrow$ le voile résiste à l'effort tranchant.

Chapitre VI :

Les fondations

VI. Les fondations :

VI.1 Introduction :

Le sous-sol est constitué de voiles périphériques et de fondations : ceux sont des éléments de résistance de l'infrastructure qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au bon sol (la bonne couche).

Un sol est caractérisé par sa capacité portante : une pression (contrainte) admissible maximale que peut supporter un terrain de fondation sans aucun risque de rupture (poinçonnement) ou de tassement différentiel (non uniforme).

Le taux de travail à la rupture, représente la contrainte entraînant le poinçonnement du sol.

De plus il ne faut pas qu'il y ait de différence de tassement appréciable entre deux points porteurs 2 fondations, ceux qui engendrait des désordres graves dans la superstructure (fissurations des murs, déformations des planchers).

Dans le cas de projet de grande surface et d'un terrain peut homogène, on adoptera le taux de travail du sol le plus mauvais afin de limiter le tassement différentiel.

VI.2 Etude du mur voile périphérique :

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00) :

D'après le (RPA₉₉Version 2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.

Caractéristiques du Sol:

Le poids spécifique $\gamma = 18 \text{KN/m}^3$.

L'angle de frottement $\phi = 35^\circ$.

La cohésion $c = 0 \text{KN/m}^2$

Panneau le plus sollicité du Voile périphérique:

La hauteur $h = 5.6 \text{ m}$.

La longueur $L = 4.99 \text{ m}$

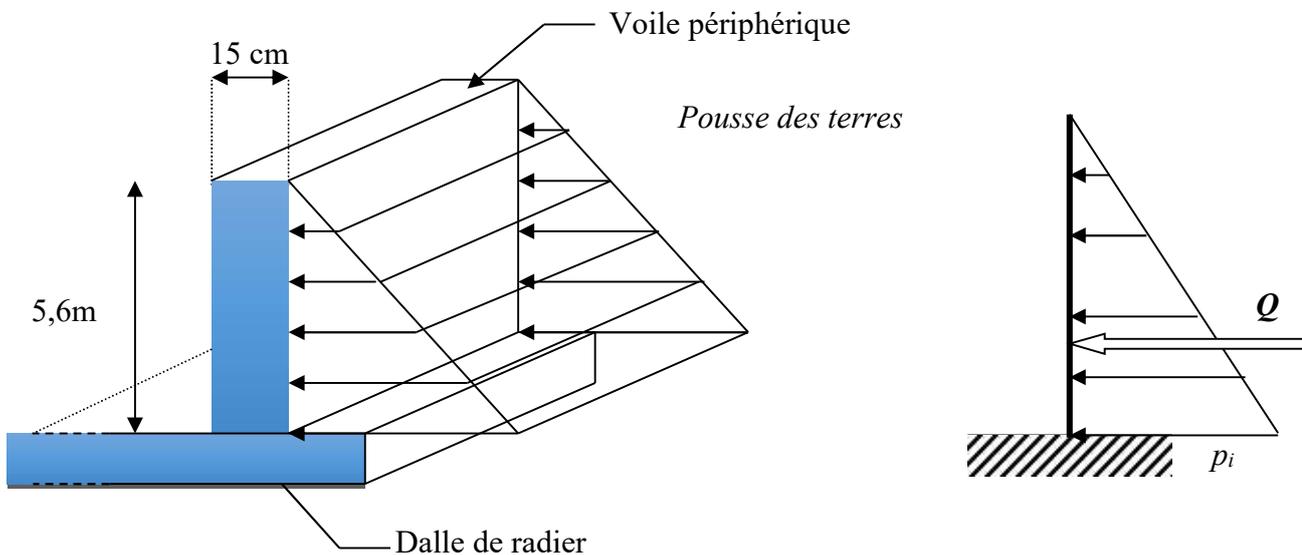
L'épaisseur $e = e_{\text{minR.P.A}} = 15 \text{ cm}$.

Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

➤ La poussée des terres:

$$Eg = K_p \gamma h = 0.270 \cdot 18 \cdot 5.6 = 27.216 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Avec } K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.270$$



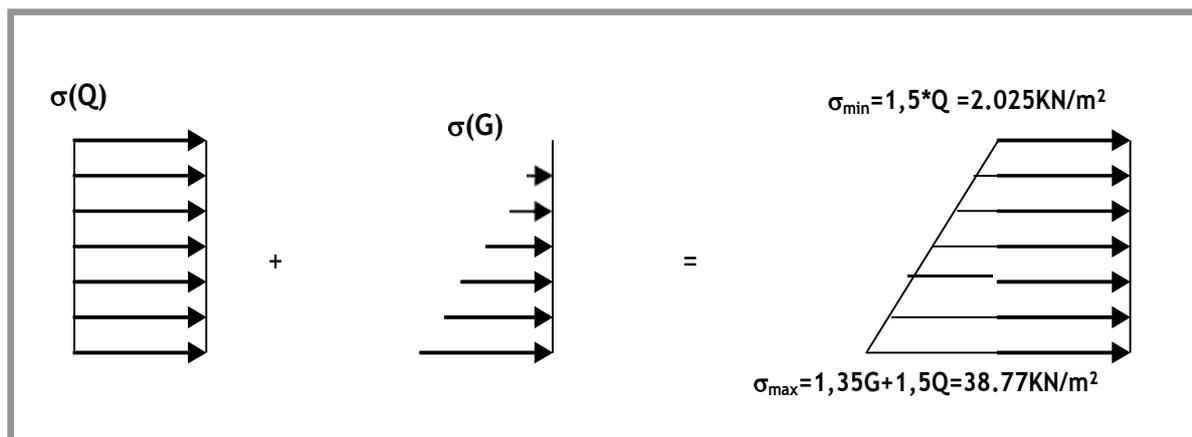
➤ Surcharge accidentelle

$$q = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = q * \tan^2\left(\left(\frac{\pi}{4}\right) - \left(\frac{\varphi}{2}\right)\right) = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

VI.2.1 Ferrailage du Voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A l'ELU :



Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \cdot 38.77 + 2.025}{4} = 29.584 \text{ KN/m}^2$$

$$Qu = \sigma_{moy} * 1ml = 29.584Kn/ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$Lx=4.99m$ et $Ly=Hv=5.6m$ donc $\alpha = \frac{Lx}{Ly} = 0.89 > 0.4 \rightarrow$ la dalle est porte dans les 2 sens

- $Mox = \mu_x * Lx^2 * Qu = 0.0466 * 4.99^2 * 29.58 = 34.33Kn/m^2$
- $Moy = Mox * \mu_y = 34.33 * 0.688 = 23.63$
- $Mtx = 0.85 * Mox = 29.18Kn/m^2$
- $My = 0.85 * Moy = 20.08Kn/m^2$
- $Ma = -0.5Mox = -17.16Kn/m^2$

Tableau VI 1: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M(kN.m)	μ_{bu}	α	Amin(cm ²)	A(cm ²)	Aadopté (cm ²)
Travée	X - X	29.18	0.128	0.17	1.5	5	8T14 = 12.32
	Y - Y	20.08	0.088	0.12	1.5	4.5	8T12 = 9.05
appui		-17.16	0.076	0.09	1.5	3.8	8T12 = 9.05

✓ **Espacement des Armatures**

Armature//Lx : $St = 20 \leq \min(2e ; 25cm) = 25cm$, on opte pour $St = 12.5cm$

Armature//Ly : $St = 25 \leq \min(3e ; 33cm) = 33cm$, on opte pour $St = 12.5cm$

VI.2.2 Vérification de l'effort tranchant a l'ELU

- $Vu = \frac{qu * Lx}{2} * \frac{Ly^4}{Ly^4 + L^4} = \frac{29.584 * 4.99 * 5.6^4}{2(4.99^4 + 5.6^4)} = 45.27Kn$
- $\tau_u = \frac{Vu}{b * d} = \frac{45.27}{100 * 13.5} = 0.0335Kn/cm^2 = 0.335Mpa$
- $\tau_l = \frac{0.07}{\gamma_b} * fc(28) = 1.02Mpa$

$\tau_u < \tau_l \rightarrow$ Donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

Vérification a l'ELS (v = 0.2)

$$\sigma_{max} = G + Q = 28.566$$

$$\sigma_{min} = Q = 1.35$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 28.566 + 1.35}{4} = 21.762Kn/m^2$$

$$Qs = \sigma_{moy} * 1ml = 21.762Kn/ml$$

- $Msx = \mu_x * Lx^2 * Qs = 0.0539 * 4.99^2 * 21.762 = 29.207Kn/m^2$
- $Msy = Mox * \mu_y = 29.207 * 0.8360 = 24.417Kn/m^2$
- $Mtsx = 0.85 * Mox = 24.826Kn/m^2$
- $Mtsy = 0.85 * Moy = 20.754Kn/m^2$
- $Ma = -0.5Mox = -\frac{14.604Kn}{m^2}$

VI.2.3 Vérification des contraintes :

- contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 13.2$$

➤ Les contraintes dans l'acier

La fissuration peu nuisible → $\bar{\sigma}_s = \min\left(\left(\frac{2}{3}\right) f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 192.793 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} * (d - y)$$

Tableau VI 2: Vérification des contraintes

	Sens	Ms(kN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
<i>Travée</i>	X - X	24.826	5.45	17371	7.78	13.2	172.57	193
	Y - Y	20.754	4.85	13959	7.2	13.2	192.9	193
<i>Appui</i>		14.604	4.85	13959	5.07	13.2	135.9	193

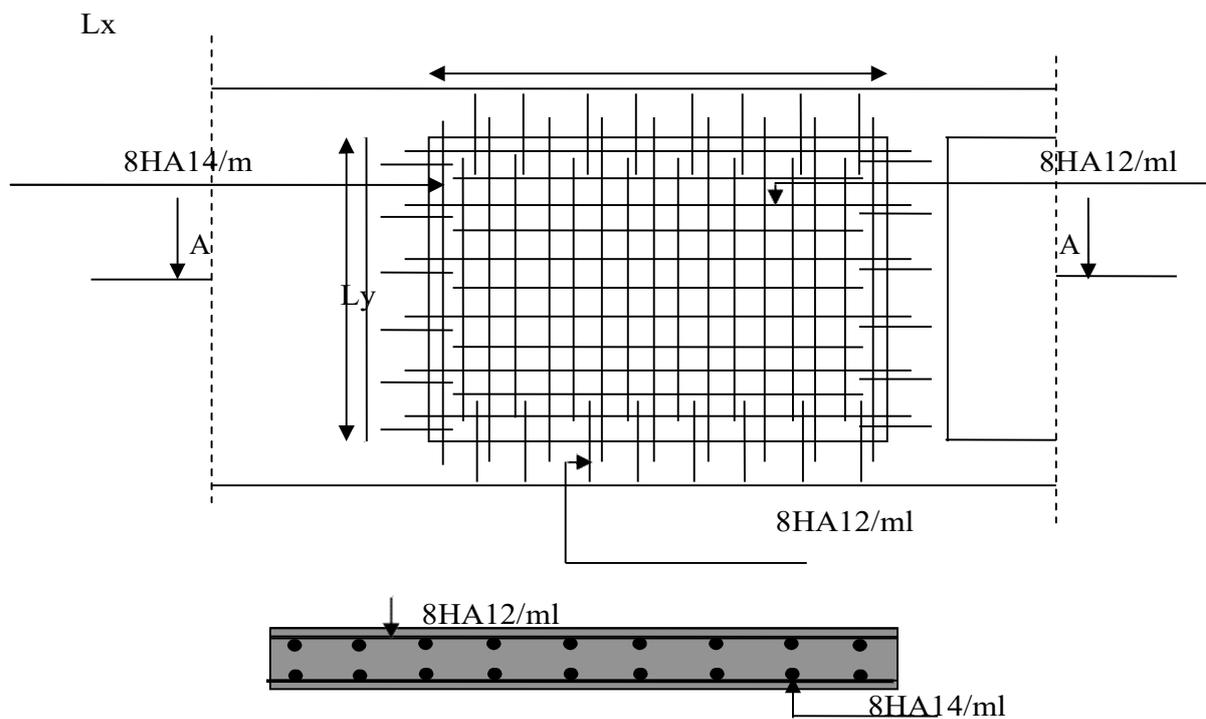


Schéma de ferrailage du voile périphérique:

VI.3 Généralité :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VI.3.1 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Combinaison à considérer :

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

D'après le DTR de l'article 2.33.1

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

VI.3.2 Vérification du type de semelle à utiliser :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \text{ Avec } \begin{cases} N: \text{effort normal} \\ S: \text{surface des semelles} \\ \overline{\sigma}_{sol}: \text{contrainte admissible du sol} \end{cases}$$

$$N = 2439.773 \text{ KN} ; \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2.1 \text{ bars} = 210 \text{ KN/m}^2$$

$$S \geq 11.61 \text{ m}^2 \rightarrow \sum s = 30 * 11.61 = 348.539 \text{ m}^2$$

On a :

$$\text{La surface du bâtiment est : } S_{bat} = 378.77 \text{ m}^2$$

VI.3.3 Conclusion :

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de l'emprise du bâtiment, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

VI.4 Pré dimensionnement du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

VI.4.1 Hauteur du radier : h_r

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 résistance au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \quad \text{Article A.5.1 du CBA93 où :}$$

- V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.
- b : désigne la largeur (b : 1m)
- γ_b : 1.15 ; d : 0.9 h.

Avec :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 4.99 m.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{Nu}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{Nu \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$L_{\max} \begin{cases} Nu = 3236.706 \text{ KN} = 3236.706 \times 30 = 97.10 \times 10^3 \text{ Kn} \\ S = 378.77 \text{ m}^2 \\ = 4.99 \text{ m} \\ \gamma_b = 1,15 \\ f_{cj} = 22.10^3 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \Rightarrow h_r \geq 53 \text{ cm} \quad (1)$$

Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale = 4.99m.

D'où : $62.38\text{cm} \leq h_r \leq 99.8 \text{ cm}$.

(2)

d'après les conditions (1) et (2) on adopte : **$h_r = 85\text{cm}$**

Hauteur de la nervure : h_n

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 4.99\text{m}$ ».

$h_n \geq 499/10 = 49.9\text{cm}$ donc **$h_n = 55\text{cm}$**

- La largeur de la nervure est égale **60cm** (section du plus grand poteau)

Epaisseur de la dalle du radier

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 4.99\text{m}$ ».

$h_d \geq 499/20 = 24.95\text{cm}$ donc **$h_d = 30\text{cm}$** .

Détermination des efforts :

- Les actions :
 - ✓ Surcharge d'exploitation $Q = 3477.52 \text{ KN}$
 - ✓ -Cheminement des charges permanentes sur le radier $G = 31863.53 \text{ KN}$

➤ Les sollicitations :

- ELU : $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q$
 $N_U = 48232.05 \text{ KN}$
- ELS: $N_S = N_G + N_Q$
 $N_S = 35341.05 \text{ KN}$

- ✓ La surface minimale du radier :

La surface du radier doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{adm} \succ \frac{N_s}{S}$$

✓ A L'ELS :

$$\sigma_{adm} = 2.1 \text{ bars} = 210 \text{ KN/m}^2$$

A la base du bâtiment :

$$N_s / S = (N_{radier} + N_{bâtiment}) / S = (G_{radier} + Q + G_{bâtiment}) / S$$

Avec : la surface totale du bâtiment $S_{bât} = 378.77 \text{ m}^2$

Calcul du débordement: d

$$d \geq \max (h / 2 ; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_r = 14.29 \times 29.5 = 421.555 \text{ m}^2$$

$$N_s / S = (G_b + Q_b + 25 \times 0.85 \times 421.555) / S = 116.955 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} = 210 \text{ KN/m}^2$$

Donc : la condition est vérifiée

Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière.

Elle se fait en vérifiant que : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_r$

Avec :

- W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{radier} + W_{bâtiment}, W = 42159 \text{ KN};$$

- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1.5$;

- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) ;

- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 6.45 \text{ m}$) ;

- S : surface du radier, ($S_r = 421.555 \text{ m}^2$).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_r = 1.50 \times 10 \times 6.45 \times 421.555 = 40785.44 \text{ KN}$$

Donc : $W = 42159 \text{ KN} \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_r = 40785.44 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a l'apparition d'un moment renversant. A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$;

- Aux contraintes de compression maximale avec la combinaison $G + Q + E$.

Vérification de soulèvement : $0.8 G \pm E$

Cette vérification se fait à l'aide du calcul des contraintes suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

Avec :

$$I_Y = 30571.5 \text{ m}^4 ; V_Y = 7.145 \text{ m} ;$$

$$I_X = 7173.6 \text{ m}^4 ; V_X = 14.75 \text{ m} ;$$

$$S = 14.29 * 29.5 = 421.555 \text{ m}^2.$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau VI 3: Vérification au soulèvement

	0,8G+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	2755,96	2860,25
M (KN.m)	2354,97	387,20
V (m)	14.75	7.145
I (m ⁴)	7173.6	30571.5
σ_1	11.37	6.87
σ_2	1.69	6.69
σ_{moy}	8.95	6.83
σ_{adm}	210	210
La condition	Vérifié	Vérifié

➤ **Vérification de compression : G + Q + E**

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant

Tableau VI 4: Vérification a la compression

	G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	2755,96	2860,25
M (KN.m)	3186,44	357,52
V (m)	14.75	7.145
I (m ⁴)	7173.6	30571.6
σ_1	13.09	6.87
σ_2	0.014	6.70
σ_{moy}	9.814	6.83
σ_{adm}	210	210
La condition	Vérifié	Vérifié

Vérification de stabilité au renversement : 0, 8G ± E

Elle est assurée si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ (RPA art. 10.1.5)

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau VI 5: Vérification de stabilité au renversement

	0,8G+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	2755.96	2860,25
M (KN.m)	2354,97	387,20
e=M/N (m)	0.85	0.13
L/4 (m)	8.62	3.57
La condition	Vérifié	Vérifié

VI.5 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le C.B.A 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

Evaluation des charges et surcharges :

Les valeurs des charges ultimes :

✓ **ELU**

$$q_u = \frac{Nu}{S_{rad}} = \frac{60325}{421.555} = 143.10 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELS**

$$q_s = \frac{Ns}{S_{rad}} = \frac{44299.09}{421.555} = 105.08 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul du ferrailage**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.9}{4.99} = 0.98$$

$\rho = 0.98 > 0,4 \rightarrow$ le panneau porte dans les deux (2) sens

✓ **Les efforts à L'ELU :**

Sens x-x

$$\mu_x = 0.0384$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 131.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 98.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 65.97 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\mu_y = 0,9332$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 123.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 104.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 61.56 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts à L'ELS :**

Sens x-x

$$\mu_x = 0,0384$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 96.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 72.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 48.44 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\mu_y = 0.9332$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 90.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 76.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 45.21 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures à l'ELU :

Concernant les ferrillages on considère les sollicitations les plus défavorables vue que les portes sont approximativement les même.

- ELU $M_{t_m} = 104.65$
 $M_{a_m} = 65.97$
- ELS $M_{t_m} = 76.85$
 $M_{a_m} = 48.44$

Tableau VI 6: Armature de la dalle du radier à l'ELU

	ELU	
	Travées	Appuis
M_u (KN.m)	104.65	-65.97
μ	0.0143	0.009
A_s (cm ² /ml)	3.97	2.5
A_{smin} (cm ² /ml)	8.44	8.44
Choix	5T16	5T16
A_s adoptée	10.05	10.05

Tableau VI 7: Vérification du ferrillage de la dalle du radier à l'ELS

	ELS	
	Travées	Appuis
M_u (KN.m)	104.66	-65.97
M_{ser} (KN.m)	76.85	-48.44
α	0.018	0.011
γ	1.36	1.36
$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100}$	0.4	0.4
$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100}$	oui	Oui

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\underline{\tau_u} = \frac{T_u}{b*d} = \frac{357.035*10}{100*76.5} = 0.46 MPa$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma}; 5MPa\right) = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46MPa < \bar{\tau}_u = 2.93MPa \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

Ferraillage de la nervure :

Charges et surcharges :

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Tableau VI 8: ferraillage de la nervure du radier à l'ELU

	Cas le plus défavorable	
	Travées	Appuis
M_u (KN.m)	709.731	-892.330
M_{ser} (KN.m)	515.33	-647.892
A_s (cm ²)	29.29	38.1
A_{smin} (cm ²)	5.06	5.06
Choix	5T25+3T20	5T25+5T20
A_s adoptée(cm ²)	33.96	40.25

Vérification des armatures à l'ELS :

On utilisera un tableau pour récapituler l'ensemble des vérifications

Tableau VI 9 : Vérification de la nervure du radier à l'ELS

	Sens longitudinal	
M_u (KN.m)	709.76	-892.33
M_{ser} (KN.m)	515.33	-647.892
α	0.22	0.28
γ	1.37	1.37
$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0.405	0.405
$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	oui	oui

Conclusion : d'après les résultats du tableau ci-dessus, il y a aucune vérification à l'ELS et par conséquent les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\underline{\tau u} = \frac{Tu}{b*d} = \frac{1011.48*10}{60*76.5} = 2.2MPa$$

$$\tau u = \min\left(\frac{0.2*f_c28}{\gamma}; 5MPa\right) = 2.93MPa$$

$\tau u = 2.2MPa < \bar{\tau u} = 2.93 MPa \rightarrow$ pas de risque de cisaillement

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{lmin}\right) = \min(2.43 ; 6 ; 2) \rightarrow \Phi_t = \Phi 16$$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I et II_a)

$\Phi = 2.5 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2.5 \times 40 = 100 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 100\text{cm}$.

$\Phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 80\text{cm}$.

L'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{lmin}; 30 \text{ cm}\right) \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$$

Φ_{lmin} : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Section de la poutre	Zone nodale		Zone courante	
	St calculé	St choisi	St calculé	St choisi
60*85	19.2	15	42.5	20

Les armatures de peau

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} * 1 = 3\text{cm}^2$$

On prend :

$$2T14 \rightarrow A_p = 3.08\text{cm}^2$$

Conclusion générale :

L'étude de notre projet nous a permis d'améliorer et d'appliquer nos connaissances afin de résoudre les problèmes de la conception et de l'étude des ossatures en béton armé et ainsi d'élargir nos connaissances acquises durant le cursus universitaire.

La connaissance théorique reste nécessaire mais loin d'être suffisante, car il faut tenir de sa concordance avec le côté pratique.

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique améliore le comportement de la structure durant le séisme. Cette étude dynamique nécessite l'analyse de plusieurs configurations du système structural, une bonne distribution des voiles qui peut réduire considérablement les effets des modes de torsion, induisant ainsi des efforts supplémentaires.

La justification de l'interaction portique voile permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celle reprise par les portiques, donc son but est beaucoup plus résistance qu'économique.

En fin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

Bibliographie

REGLEMENTS

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

LIVRES

- Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
- Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

LOGICIELS

- Logiciel d'analyse des structures **ROBOT 2014**
- Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**
- OFFICE 2010
- AUTO CAD 2014