



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والعمارة
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M...../GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTERACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Theme

**ETUDE D'UN BATIMENT RDC+7 ETAGE A USAGE
D'HABITATION**

Présenté par:

- Ammich Mohamed islem
- Atab dounia zad

Soutenu le 11 / 07 / 2022 devant le jury composé de:

Président: Mr REZIGUA AHMED

Examineur: Mr ZELMAT YASSINE

Encadrant: Mr AYAD TAYEB

Année Universitaire : 2021 / 2022

Dédicace

Nous dédions ce modeste travail :

+ A nos chères familles qui n'ont manqué à aucun moment de nous encourager ;

+ A tous les amis et à tous ceux que nous connaissons bien ;

+ A notre promotion

Et

+ A tous qui nous ont aidé de pré ou de loin d'achever cette tâche.

REMERCIEMENT

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

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur **TAYEB AYAD**, qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par expérience et sa compétence.*

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, et aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

ATTAB DOUNIAZED

AMMICH MOHAMED ISLAM

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté à Kharouba dans la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

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

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

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

Mot Clé : poteaux, poutres, voiles, radier général, dalle à corps-creux, acrotère

Abstract

This project presents a detailed study of a residential building with a ground floor plus (07) floors, located in Kharouba in the district of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

By using the new regulations for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99), this study consists of four parts:

The first starts with the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.

The second part aims to study the secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony).

The dynamic study of the structure was started in order to determine the different stresses due to the loads (permanent loads, operating loads and seismic load).

Finally, the structure elements resistant study (posts, beams, sails, general slab) will be calculated in the last part.

Keywords: columns, beams, walls, general slab, hollow body slab, parapet

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى (07) طوابق يقع في منطقة الخروبة بولاية مستغانم. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية IIa وفقاً لإصدار RPA99 2003. باستخدام اللوائح الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و B.A.E.L91 معدل 99) ، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

يبدأ الأول بالوصف العام للمشروع مع عرض تقديمي لخصائص المواد ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً نزول الأحمال.

الجزء الثاني يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (عوارض ، سلم ، حاجز ، بلكونة).

بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة ، أحمال التشغيل والحمل الزلزالي).

أخيراً ، سيتم حساب دراسة العناصر المقاومة للهيكل (الدعائم ، الحزم ، الأشعة ، البلاطة العامة) في الجزء الأخير.

الكلمات المفتاحية: أعمدة ، عوارض ، جدران ، بلاطة عامة ، بلاطة جسم مجوفة ، حاجز

SOMMAIRE

Introduction 2

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

I.1- Introduction.....	2
I.2- Présentation du projet	2
I.3- Caractéristiques générales	2
I.3.1- Caractéristiques géométriques	2
I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol	2
I.4- Domaine d'application des règles B.A.E.L91	3
I.5- Les sollicitations	3
I.6- Caractéristique des matériaux	3
I.6.1- Béton Armé.....	4
I.6.2- Le béton.....	4
I.6.3- L'Acier	5

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1- Introduction.....	8
II.2- Pré-dimensionnement des poutres.....	8
II.2.1- Poutres principales.....	8
II.2.2- Poutres secondaires.....	9
II.3- Pré-dimensionnement des planchers.....	9
II.3.1- Plancher à corps creux	9
II.4- Descente de charges.....	10
II.4.1- Plancher terrasse inaccessible	11
II.4.2- Plancher étage courant	11
II.5- Pré-dimensionnement des poteaux.....	12
II.6- Pré-dimensionnement des voiles	19
II.6.1- Voiles de contreventement	20

Chapitre III : Etude de planchers`

III.1- Introduction.....	22
III.2 La méthode forfaitaire	22
III.2.1 Principe de la méthode.....	22

III.2.2	Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	23
III.2.3	Calcul du ferrailage.....	29
III.2.4-	Schéma de ferrailage	31

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV. 1-	Introduction.....	37
IV.2-	Calcul des éléments non structuraux	37
IV21	Etude de L'acrotère.....	37
IV211	Introduction.....	37.
IV212	Détermination de l'effort due au séisme.....	38.
IV213	Ferrailages	39
IV22	Les escaliers.....	42
IV221	Introduction.....	42
IV.2.2.3	Calcul des sollicitations marches porteuses	46
IV.2.2.3	Calcul des sollicitations pailasse.....	50
IV.3-	Etude des balcons.....	52
IV.3.1-	Descente de charges.....	53
IV.3.2-	Calcul du ferrailage	55
IV.3.3-	Vérification des contraintes de cisaillement	56

Chapitre V : Etude sismique

VI.1-	Introduction.....	59.
VI.2-	Niveau d'application de l'action sismique	59
VI.3-	Modélisation	59
VI.4-	Présentation du logiciel « ETABS »	60
VI.4.1-	Etapes de la modélisation	60
VI.5-	Critères de classification par le RPA 99/V2003.....	61
VI.5.1-	Classification des zones sismiques.....	61
VI.5.2-	Classification de l'ouvrage	61
VI.5.3-	Classification des sites.....	61
VI.6-	Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003.....	61
VI.6.1-	Méthodes utilisables.....	61
VI.6.2-	Méthode statique équivalente	63
VI.6.3-	La Méthode modale spectrale.....	63
VI.7-	Méthode dynamique modale spectrale.....	64

VI.7.1- Spectre de réponse de calcul.....	64
VI.8.5- Vérification des déplacements	70
VI.8.6- Vérification de l'effet $P - \Delta$	72

Chapitre VI : Etude des portiques

VII.1- Introduction	76
VII.2- Définition.....	76
VII.3- Ferrailage des portiques	76
VII.3.1- Etude des poutres	77
VII.3.2- Ferrailage des poutres	78
VII.3.3- Etude des poteaux	95
VII.3.3.2- Principe de calcul	96
VII.3.3.3- Ferrailage des poteaux.....	97
VIII.1- Introduction	88.
VIII.2- Ferrailage des voiles de contreventement	88
VIII.2.1- Les armatures verticales	90
VIII.2.2- Les Armatures horizontales	94.

Chapitre VIII : Etude des fondations

VIII.1- Introduction	115
VIII 1.1- Choix du type de fondation.....	115
VIII.1.2- Types defondations	115
VIII.1.3- Les combinaisons d'action	115
VIII.2- Calcul des semelles.....	115

VIII.2.1- Dimensionnement	116
VIII.2.2- Pré dimensionnement.....	116
VIII.3- Etude du radier	116
I VIII.3.1- Pré-dimensionnement du radier	116
VIII.3.2- Détermination des sollicitations	121
VIII 4- Ferrailage du radier	123
VIII.4.1- Ferrailage de la dalle.....	125
VIII.4.2- Ferrailage du débordement.....	131
VIII.5- Ferrailage des poutres de redressement (Libages)	133

Liste des figures

Chapitre II : Pré-dimensionnements et descente des charges

Figure II.1: Section transversale d'une poutre	10
Figure II.2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux	10
Figure II.3: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	10
Figure II.4: Coupe transversale du plancher étage courant	11
Figure II.5: Coupe transversale du plancher RDC	11

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III-1 : schéma de Type des poutrelles (01)	25
Figure III-2 : schéma de Type des poutrelles (02).....	26
Figure III-2 : schéma de Type des poutrelles (03)	26
Figure III.7: schéma ferrailage Les planchers	30

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV.1.1 : schéma statique d'acrotère.....	38
Figure IV.1.2: schéma ferrailage d'acrotère.....	41
Figure IV.1.3: Dimensions de l'escalier courant	41
Figure IV.1.4: schéma ferrailage Les escaliers.....	42
Figure IV.1.5: schéma ferrailage de Poutre palière	45
Figure IV.2.1: Coupe sur balcons	47
Figure IV.2.2: Enrobage	48
Figure IV.2.3 : Schéma statique du balcon.....	49

Figure IV.2.4 : Section de calcul.....	49
Figure IV.2.5 : Schéma de ferrailage balcon.....	51
Chapitre V : Etude sismique	
Figure V.1: Interface de l'États.....	62
Figure V.2: Disposition des voiles.....	74
Chapitre VI : Etude des portiques	
Figure VI.1: Section de calcul en travée.....	79
Figure VI.2: Section de calcul en Appuis.....	81
Figure VI.3: Armatures transversales.....	84
Figure VI.4: Ferrailage des poutres Principales.....	86
Figure VI.5: Ferrailage des poutres Secondaires.....	87
Figure VI.6 Sollicitation sur les poteaux.....	95
Figure VI.7: Section de calcul.....	97
Figure VI.8: zone nodale [RPA99/2003.Fig.7.2].....	97
Figure VI.9: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	99
Figure VI.3: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	89
Figure V.4: Section du calcul de voile suivant l'axe xx.....	91
Figure VII.6: Dessin du ferrailage de voile.....	94
Chapitre VII: Etude des fondations	
Figure VII.2: Schéma statique du radier général.....	116
Figure VII.3: Panneau le plus sollicité.....	117
Figure VII.4: Dimension de la poutre.....	120
Figure VII.6: L'encrage de de la structure.....	123
Figure VII7: Enrobage.....	124
Figure VII8:Schéma statique du débordement.....	131
Figure VII.11: Section de calcul.....	135
Figure VII.12: Section de calcul en travée.....	135
Figure VII.13: Section de calcul en appui.....	138
Figure VII.16: Dessin de ferrailage d'une poutre principale en travée.....	141
Figure VII.17: Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en appuis.....	141

Figure VIII.18: Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en travée	141
Figure VIII.20: Ferrailage de la dalle de radier	142

Notations

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 de service.
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 barycentre 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	Limite élastique de l'acier.
L_f	Longueur de flambement.
N	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x	La plus petite dimension dans un panneau 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 _e).
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 fictive
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 transversals
α	Coefficient sans dimension rapport $\frac{V}{D}$
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 $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$
σ_b	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν	Coefficient de poisson

Introduction générale

D'une structure aux normes parasismique La conception est un problème Relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix. La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps. Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre Pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en(R+7) implanté en zone de sismicité élevée (zone IIa), le bâtiment a une ossature au t stable en béton armé.

Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment et la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la Structure.
- La troisième étape sera le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment
- La quatrième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère et balcon et l'escalier).
- La cinquième étape consiste à l'application de la méthode statique équivalente pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La sixième étape on fait une modélisation du portique porteur. Et on fin le mémoire terminé par

Une conclusion générale.

CHAPITRE I

Introduction et hypothèses de calcul

I.1- Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous

Consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2- Présentation du projet :

Le bâtiment sujet de cette étude est RDC et 7 étages sont à usage d'habitation appartenant deux types de logs F3 et F4.

L'ouvrage est implanté à Mostaganem (KHAROUBA) qui est considérée par le règlement parasismique

Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIA) et de groupe d'usage 2.

I.3- Caractéristiques générales :

I.3.1- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

Dimension en hauteur :

- la hauteur de niveau de RDC est 3,06m
- la hauteur du 1er au 7ème étage est.....3,06 m
- la hauteur totale du bâtiment est..... 24,48

Dimension en plan :

- la longueur totale du bâtiment en plan est.....28,40m
- la largeur totale du bâtiment en plan est 15,38m

I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol assis de la construction est un sol meuble (Site3). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et

- La contrainte admissible du sol: $\sigma = 2,5$ bars
- L'absence d'une nappe phréatique

I.4- Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m².

I.5- Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structures à partir des combinaisons d'actions.

Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

- Caractéristique des matériaux :**I.6.1- Béton Armé :**

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- ✓ L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- ✓ Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- ✓ Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (11.10⁻⁶ pour l'acier et 10⁻⁶ pour le béton).

I.6.2- Le béton :**- Composition du béton:**

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants. (Ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tout le règlement applicable en Algérie

- ciment utiliséCPJ (dosage 350 kg / m³) ;
- Sable400 litres / m³ (DS • 0,5 mm) ;
- gravier 800 litres / m³ ((de 3/8 ; 8/15 ; 15/25mm) et

➤ l' eau de gâchage 160 à 180 litres / m³

- **Résistance du béton:**

➤ **À la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93,

A2.1.1.1) à l' âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l' âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} ; \text{ Pour } : f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} ; \text{ Pour } : f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour : $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 \text{ MPa}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D' où : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ **À la traction : [C.B.A 93/A2.1.1.2]**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l' âge de j jours est conventionnellement défini par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (en MPa)

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Pour : $f_{cj} \geq 60 \text{ MPa}$; $f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$

- **Contraintes limites de compression:**

La contrainte admissible de compression à l' état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$ Pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l' état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} ; [\text{C.B. A 93, A.4.5.2}]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 15 \text{ MPa}$

Contrainte limite de cisaillement : [C.B.A 93/A5.1.2.1] :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peut nuisible : $\tau_u = \min [0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}]$

$\Rightarrow \tau_u = \min [3,34 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right]$

$\Rightarrow \tau_u = \min [2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$

- **Module d'élasticité: [C.B.A 93/A2.1.2]**

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt{f_{cj}}$; f_{cj} : exprimée en MPa

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt{f_{cj}}$; f_{cj} : exprimée en MPa

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$ et $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

I.6.3- L'Acier :

- **La limite d'élasticité f_e :**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_e

Aciers	Nuances	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE235	235	Emploi courant
Barres H.A	FeE400	400	Emploi courant
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	Emploi courant

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA

FeE400 type 1 limite d'élasticité ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; et pour les armatures transversales ? Est un rond lisse FeE235 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à :

$E_s = 2.105 \text{ MPa}$ [C. B. A 93/A2. 2. 1]

- Contraintes limites :

➤ Etat limite ultime : [C.B.A 93/A.4.3.2] :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} = 348.MPa \quad (\text{Situations durables et transitoire})$$

a) Etat limite de service : (C.B.A 93 A.4.5.3) :

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s (MPa) = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s (MPa) = \min \left\{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1,6 \rightarrow HA \end{cases}$$

CHAPITRE II

1- Introduction :

Le pré dimensionnement consiste a des estimations des différents éléments de la structure Avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et les

Sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré dimensionnement est réalise conformément aux

+règlements dictes par le RPA 99 version 2003, le bael 91 et le cba 93.

Les sections obtenues ne sont pas définitives, elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase de dimensionnement.

2- Pré dimensionnement des différents éléments :

2.1 Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Le pré dimensionnement doit respecter la condition de la flèche.

D'après les règles de BAEL 91 on a :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \text{ et } 0.3h \leq b \leq 0.6h$$

Avec :

H : hauteur de la poutre.

→L : est la grande portée de la poutre, mesurée entre nus des appuis .

2.1.1-les poutres principales :

La longueur de plus grande portée est égale à $L_{max} = 5,50 \text{ m}$

- **La hauteur de la poutre :**

$550/15 \leq h \leq 550/10$ Donc $36 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$ On prendra : **b= 30cm ; h=45 cm**

Donc : la section de la poutre principale est de dimension **(30×45) cm²**.

Vérification des dimensions de la section de la poutre d'après le RPA99 v2003 article7.5.1:

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad h=45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \text{CV}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b=30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

$$h/b=4 \quad h/b=45/30 = 1,5 < 4 \dots \dots \text{CV}$$

On adopte la section suivante **(b x h) = (30 x 45) cm²** qui vérifie les conditions de RPA.

2.1.2- Les poutres secondaires :

La longueur de plus grande portée est égale à $L_{max} = 4,00m$.

La hauteur de la poutre

$400 / 15 \leq h \leq 400/10$ Donc $26,66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$ on adopte : **$h = 35 \text{ cm}$** .

- **La largeur de la poutre :**

→ On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

Donc notre poutre a la section suivante : **$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$** .

Vérification des dimensions de la section de la poutre d'après le RPA99 v2003 article 7.5.1

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$

$h/b \leq 4 \rightarrow h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \dots \dots \dots CV$

On adopte la section **$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$** qui vérifie les conditions de RPA.

Poutres principales (b×h) [cm²]	Poutres secondaires (b×h) [cm²]
(30 × 45)	(30 × 35)

II.3- Pré-Dimensionnement des planchers :**II.3.1- Plancher à corps creux :**

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, ...).

2.2.1 Planchers à corps-creux :

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

a. la condition de flèche :

On détermine l'épaisseur du plancher par la condition de flèche suivante :

$$ht \geq Lx / 22.5$$

ht : L'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

Lx : Longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles

(Voir fig.II.2.)

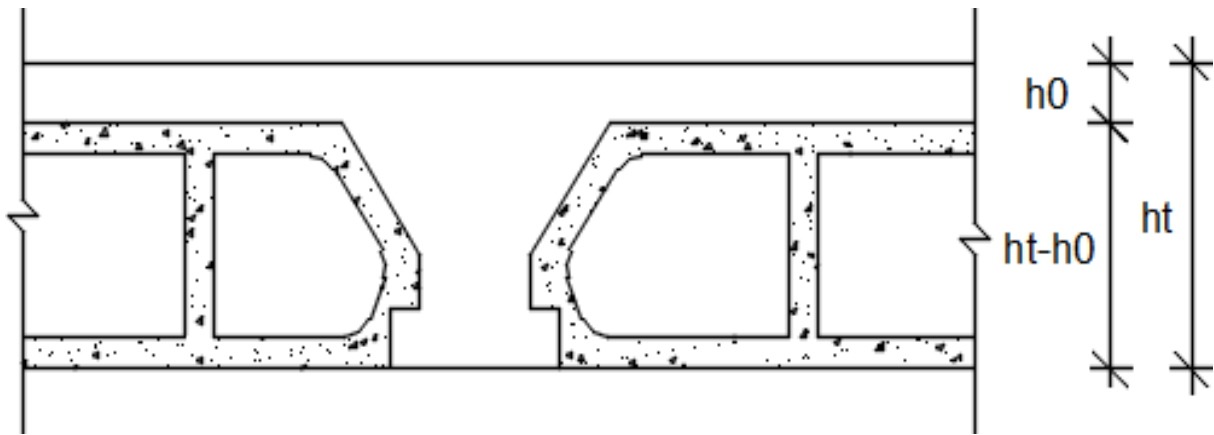


Fig. II.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux

On a $Lx = 370m$

$ht \geq 370/22.5$ Donc $ht \geq 16.44cm$

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

- $h_0 = 4\text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.
- $h_t = 16\text{ cm}$ Épaisseur du corps creux.

II.4- Descente de charges :

II.4.1- Plancher terrasse inaccessible :

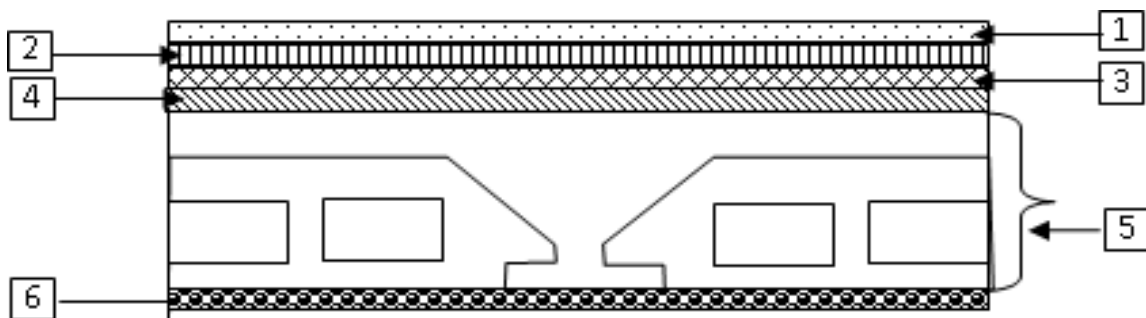


Fig. II.3 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

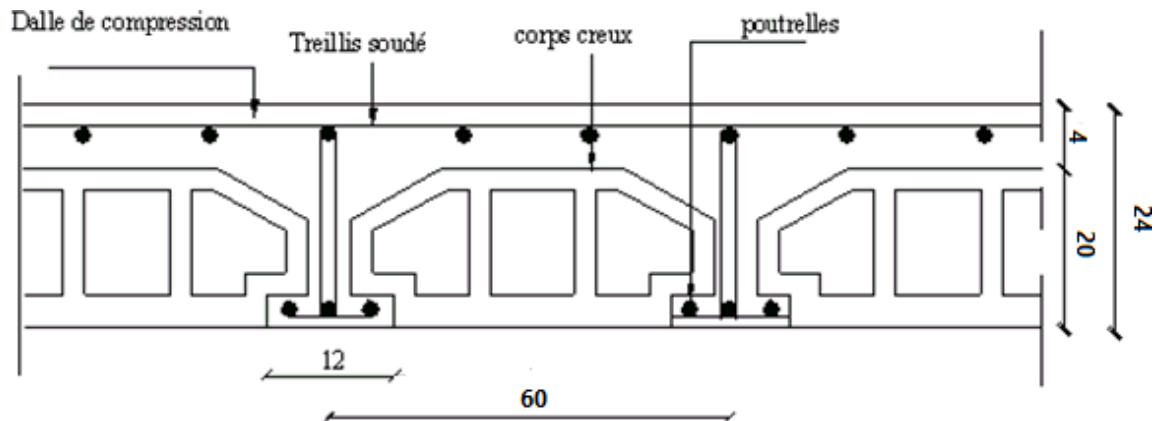
➤ Charges permanentes:

Matériaux	P (KN/m ³)	Ep(m)	G (KN/m ²)
1- Protection gravillon	20	0,04	0,80
2-Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3-Forme de pente	22	0,135	2,97
4-Isolation thermique	4	0,04	0,16
5-plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,80
6- Enduit au ciment	18	0,015	0,27
			Totale : G=7,12

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

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

II.4.2- Plancher étage courant :



➤ Charges permanentes:

Matériaux	P (KN/m ³)	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04
2-Planche à corps creux (20+4)	/	0,20	2,80
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4- cloisons légères	10	0,1	1,00
			Totale : G= 5,11KN/m ²

➤ Charges permanentes: **G = 5,11-KN/m.**

➤ Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation **Q = 1,50 KN/m².**

II.2.1) Pré dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2,..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

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

➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

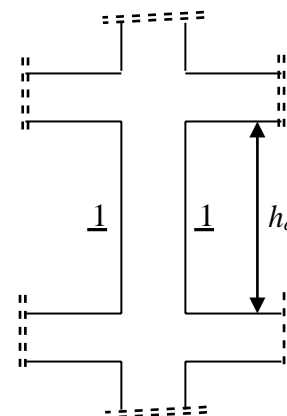
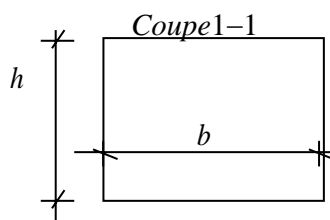


Fig. II.7: Schéma représentatif d'un étage courant

[Min (a ; b) ≥ 25cmzone II

$$[\text{Min (a ; b)} \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\left[\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \right]$$

he : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s).$$

Br : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2) ; a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

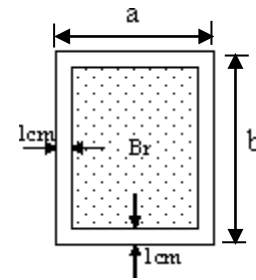


Fig. II.2 : Section réduite du béton

Avec :

$$B = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N \leq \alpha \cdot \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5 ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15 ;

fe : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ; fe = 400 MPa ;

A : Section de l'armature à mettre en place et

α : Coefficient dépendant de l'élanement λ

➤ La formule générale donne:

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 0,8\% = 0,008$ (Zone II) (Mostaganem) [RPA99/V2003]. ↓

■ σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_b : \text{Résistance de calcul du béton} : \sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,26 \text{ MPa}$$

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de Prendre

$$\lambda \leq 35$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve

$$Br \geq \frac{1,2 Nu}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times \left(\frac{400}{100} \right) \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,6613690 Nu \longrightarrow Br \geq 0,6613690 Nu$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $Br = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[\text{cm}^2]$; D'après le

critère de résistance, on a :

$$Pu = 1,35N_g + 1,5N_q$$

Avec :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 \times Pu$ D'après les règles BAEL91

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend : $a=b$

> Condition de flambement:

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b. \text{ [BAEL91 / B.8.4.1]}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton.

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$$L_f = 0,7 \times L_0 ; \text{ avec } L_0 : \text{Longueur libre du poteau.}$$

a) **Loi de dégression :**

Condition pour l'utilisation de la loi de dégression :

✓ Bâtiment à nombre d'étages strictement supérieur à 5 ; Soient :

$Q_0 = 100 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur la terrasse ;

$Q_2 = \dots = Q_{11} = 150 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur les planchers à usage d'habitation ;

$Q_{12} = 250 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur les planchers à usage administratif ;

✓ **Les surcharges d'exploitations cumulées :**

Haut 7ème étage : $P_0 = Q_0 = 100 \text{ daN/m}^2$;

Haut 6ème étage : $P_1 = Q_0 + Q_1 = (100 + 150) \text{ daN/m}^2 = 250 \text{ daN/m}^2$;

Haut 5ème étage : $P_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 100 + 0,95(2 \times 150) \text{ daN/m}^2 = 385 \text{ daN/m}^2$;

Haut 4ème étage : $P_3 = Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 100 + 0,90(3 \times 150) \text{ daN/m}^2 = 505 \text{ daN/m}^2$;

Haut 3ème étage : $P_4 = Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 100 + 0,85(4 \times 150) \text{ daN/m}^2 = 610 \text{ daN/m}^2$;

Haut 2ème étage : $P_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) = 100 + 0,80(5 \times 150) \text{ daN/m}^2 = 700 \text{ daN/m}^2$;

Haut 1^{er} étage : $P_6 = Q_0 + 0,75((Q_1 + \dots + Q_6) = 100 + 0,75(6 \times 150) \text{ daN/m}^2 = 775 \text{ daN/m}^2$;

RDC : $P_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7) = 100 + 0,71(7 \times 150) \text{ daN/m}^2 = 845,5 \text{ daN/m}^2$;

• **Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

NIVEAU	G[KN/m ²]
Haut 7ème étage	7,12
Haut 6ème étage	12,23
Haut 5ème étage	17,34
Haut 4ème étage	22,45
Haut 3ème étage	27,56
Haut 2ème étage	32,67
Haut 1^{er} étage	37,78
RDC	42,89

Tableau II.3 : Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation.

b) Détermination de la surface afférente :

Pour le pré - dimensionnement des poteaux ; on utilise le poteau le plus sollicité :

➤ exemple de calcul: (niveau 7^{ème} étage)

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (2,29+2,75) \times (2,00+2,00) = 20,16 \text{ m}^2$$

• Poids propre des poutres principales et secondaires:

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,45 = 3,375 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{s}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$$

• La longueur afférente de la poutre principale:

$$L_{\text{aff}} = 2,29 + 2,75 = 5,04 \text{ m}$$

• La longueur afférente de la poutre secondaire:

$$L_{\text{aff}} = 2,00 + 2,00 = 4 \text{ m}$$

• Poids total des poutres principales et secondaires:

$$P_t = p_p \times L_{\text{af}}(\text{pp}) + p_s \times L_{\text{af}}(\text{ps}) = (3,375 \times 5,04) + (2,625 \times 4)$$

$$P_t = 27,51 \text{ KN}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre de plancher}$$

$$N_P = 1,35 \times 27,51 \times 1$$

$$N_P = 37,138 \text{ KN}$$

• Poids propre des planchers:

$$G_{\text{cumulé}} = 7,12 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 7,12) + (1,5 \times 1)] \times 20,16 \rightarrow N_{\text{plancher}} = 224,017 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_P) = 1,15 \times (224,017 + 37,138)$$

$$N_u = 300,328 \text{ KN.}$$

■ La section réduite de béton: $Br \geq 0,6613690 \times N_u$

$$Br \geq 0,6613690 \times 300,328 = 198,627 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 198,627 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$Br = (a-2)^2 \geq \sqrt{198,627 + 2} \Rightarrow a=b= 16,09 \text{ cm}$$

Donc on choisit **(30X30)** cm² pour la section de poteau du dernier niveau

(terrasse) et on doit faire la vérification suivantes :

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

$$[\text{Min}(a ; b) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone II}]$$

$$[\text{Min}(a ; b) \geq \frac{he}{20}]$$

$$[\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4]$$

$$[\text{Min}(30 ; 30) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone II}]$$

$$[\text{Min}(a ; b) \geq \frac{306}{20} = 15,3]$$

→ Conditions vérifiées.

$$[\frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4]$$

1 / **Critère de flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{8,66} = 24,73 < 35 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

i=	He	Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu Pl (KN)	NU (KN)	Criter de Résistance			R P A			Flambement		
										B _r (cm ²)	a (cm)	a Choisi (cm)	B _c (cm ²)	a (cm)	min (a,b) ≥ 25 ?		min (a,b) ≥ h _e /20 ?	1/4 ≤ a / b ≤ 4 ?
0	3,06	haut 7 étage	7,12	1	22,96	14,17	0,000	224,017	300,328	198,627	16	35	400,437333	20,01	ok	ok	ok	19,8146612
1	3,06	haut 6étage	12,23	2,5	45,92	28,34	12,651	408,452	495,362868	328,309	20	35	660,483823	25,70	ok	ok	ok	19,8146612
2	3,06	haut 5étage	17,34	3,85	68,88	42,51	25,302	588,349	725,041815	480,533	24	40	966,72242	31,09	ok	ok	ok	17,3378286
3	3,06	haut 4étage	22,45	5,05	91,84	56,68	37,954	763,711	950,184763	629,749	27	40	1266,91302	35,59	ok	ok	ok	17,3378286
4	3,06	haut 3étage	27,56	6,1	114,8	70,85	54,478	934,537	1174,66452	778,527	30	45	1566,21936	39,58	ok	ok	ok	15,4114032
5	3,06	haut 2étage	32,67	7	137,76	85,02	71,002	1100,827	1394,60828	924,298	32	45	1859,47771	43,12	ok	ok	ok	15,4114032
6	3,06	haut 1étage	37,78	7,75	160,72	99,19	91,915	1262,580	1614,40523	1069,972	35	50	2152,54031	46,40	ok	ok	ok	13,8702629
7	3,06	RDC	42,89	8,5	183,68	113,36	112,828	1424,334	1834,20218	1215,645	37	50	2445,6029	49,45	ok	ok	ok	13,8702629

Tableau II .2 : Dimensionnement des poteaux

II.6- Pré-dimensionnement des voiles :

Le dimensionnement des voiles en béton armé doit être justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

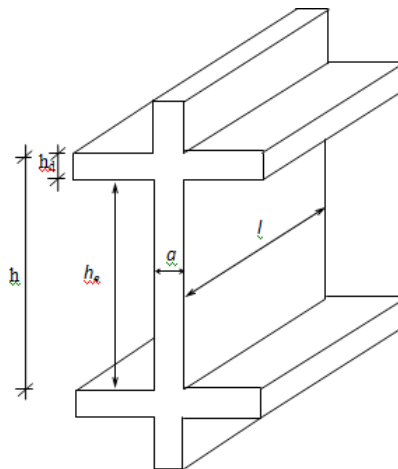


Fig. II.9: Coupe sur voile en élévation

II.6.1- Voiles de contreventement :

Dans l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur (la Fig. II.12).

- e ≤ 4L
- e ≥ 20 h_e
- e_{min}=15cm

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

Avec ; h_e : Hauteur libre d'étage $\rightarrow h_e = h - h_d$

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle

• $e \leq 25 \text{ cm}$

• $e \geq 20 \text{ cm}$

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

Chapitre III

III.1 Introduction :

Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge Q. Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant (M, V) par la méthode de RDM (méthode des 3 moments) pour les éléments (poutre continue) on utilise :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.2 La méthode forfaitaire

• **Domaine d'application :**

La méthode forfaitaire s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Admission des petites fissures au niveau des appuis.
- L'absence des charges rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire inférieure à deux fois la charge Permanente et $5 \text{kn/m}^2 \leq Q \leq \max \{2G, 5 \text{Kn/m}^2\}$.
- Les éléments des poutres ont une section constante (même inertie).
- Le rapport d'une sur les portées voisines est compris entre 0.8 et 1.25

III.2.1 Principe de la méthode :

- **M0** : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison ».
- **MW et Me** : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.
- **Mt** : le montant maximal en travée dans la travée considérée.
- **α** : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges α permanentes et des charges d'exploitation: $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- Les valeurs des moments Mt, Me et Mw doivent vérifier les conditions suivantes :

- 1) $Mt + \frac{Mw + Me}{2} \geq \sup \left\{ \begin{matrix} (1 + 0.3\alpha)M0 \\ 1.05M0 \end{matrix} \right. \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**
- 2) $Mt \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M0 \dots \dots \dots$ **Dans le cas d'une travée de rive**
- 3) $Mt \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M0 \dots \dots \dots$ **Dans le cas d'une travée intermédiaire**

III.2.2 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max \{2G = 11.72 \text{ KN/m}, 5 \text{ KN/m}^2\}$ **Condition vérifiée**

Les moments d'inertie constante..... **Condition vérifiée**

Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable..... **Condition vérifiée**

L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position **Condition vérifiée**

$0.8 \leq \frac{355}{315} = 1.12 \leq 1.25$
 **Condition vérifiée**

III.2.1 / - Détermination des dimensions des poutrelles :

Le plancher qu'on va étudier est composé de corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

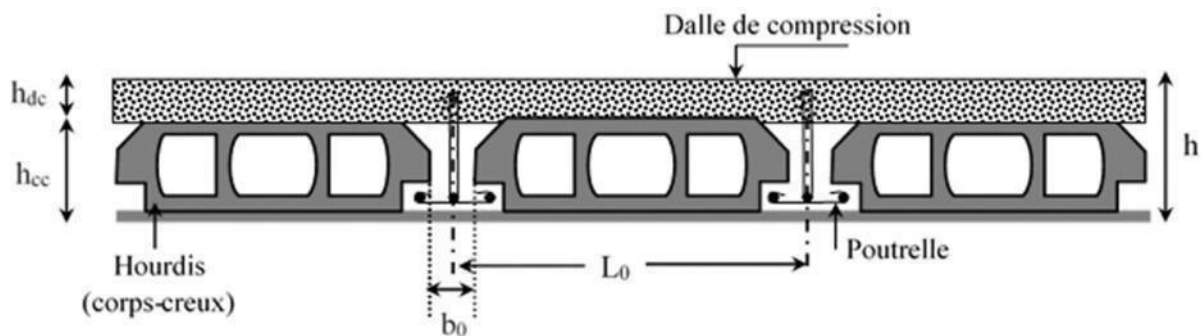


Figure III-2 : schéma réel d'un plancher a corps creux

ht=24 cm

h1=20 cm

h0 =4 cm

D'après [BAEL91/A.4.1,3],

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2}$$

On a :
$$b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : la portée maximale entre nus d'appuis ($L = 550 \text{ cm}$) ;

H0 : la hauteur maximale de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$) ;

b0 : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

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

$$b_1 \leq 55 \text{ cm}$$

$$24 \leq b_1 \leq 32$$

$$b_1 = \min(24 ; 32 ; 55) = 24 \text{ cm.}$$

On prend : **b1= 24 cm.**

Donc La largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 24) + 12 = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

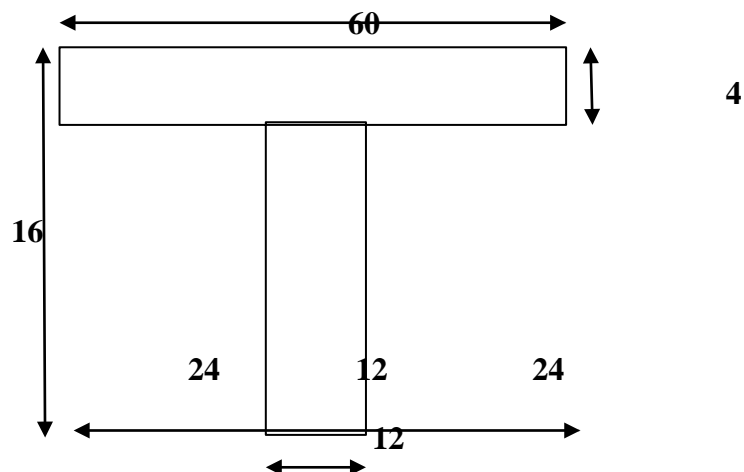


Figure III - 4 : Schéma d'une poutrelle.

III.2.2 - Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : $A \perp$;
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A //$.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \implies A \geq \frac{200}{F_e}$$

$$50 \leq L_n \leq 80 \implies A \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A \geq \frac{At}{2}$

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a : $L_n = 60\text{cm} = 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$

Donc :

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

Choix des armatures :

$$5 \Phi 6 \blacktriangleright A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

b- Armatures parallèles aux nervures :

$$A // < \frac{A}{2} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5 \Phi 6 \blacktriangleright A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Phi 6 \blacktriangleright e = 20 \text{ cm}$$

- Le treillis soudé adopté est : TS 6 (200×200) mm².

III. Type des poutrelles :

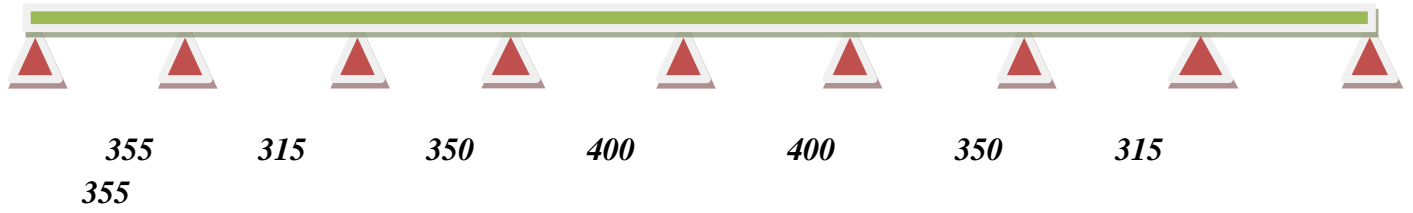
Etage courant :

Type1 :



Figure III-1 : schéma de Type des poutrelles (01)

Type2 :

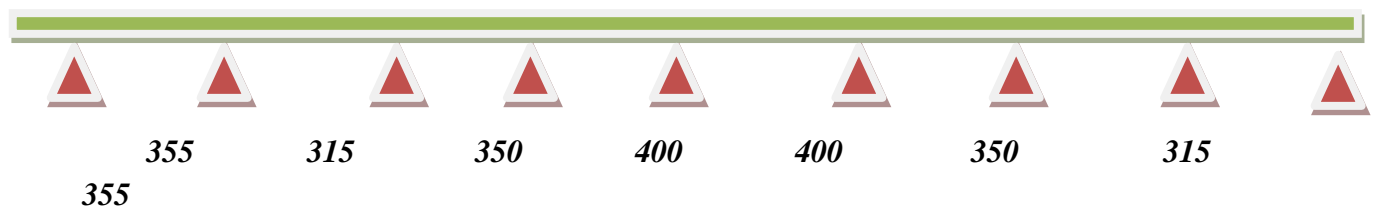


Type 3 :



Térasse :

Type 1 :



Type 2 :



Figure III-2 : schéma de Type des poutrelles (02)

Charges et surcharges :

Plancher	$G(kn/m^2)$	$Q(kn/m^2)$	$Qu=(1,35G+1.5Q)$	$Qs=(G+Q)$
Terrasse	6,25	1,00	9,93	7,25
Courant	5,12	1,50	8,72	6,62

Tableau III-1 : Évaluation des charges.

Pour chaque des poutrelles :

Terrasse :

$$Qu = 0.65 * qu = 0.65 * 9.93 = 6.45 \text{ kn/m}$$

$$Qs = 0.65 * qs = 0.65 * 7.25 = 4.71 \text{ kn/m}$$

Courant :

$$Qu = 0.65 * qu = 0.65 * 8.72 = 5.668 \text{ kn/m}$$

$$Qs = 0.65 * qs = 0.65 * 6.62 = 4.30 \text{ kn/m}$$

ETAGE COURANT

Type	M (travées)		M (appuis)		Efforts tranchants
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	5.771	4.378	-7.848	-5.954	12.03
2	8.299	6.774	0	0	10.06
3	5.264	3.994	-8.291	-6.290	12.39

TERRASSE

Type	M (travées)		M (appuis)		Efforts tranchants
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	6.567	4.796	-8.931	-6.522	13.69
2	5.991	4.375	-9.435	-6.890	14.10

M (travées) [kn ,m]		M (appuis) [kn,m]		Efforts tranchants [kn]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU

8.29	6.774	-9.435	-6.80	14.10
-------------	--------------	---------------	--------------	--------------

III.2.3 Calcul du ferrailage :

Calcul des armatures longitudinales à l'E.L. U :

Le calcul des sections en forme de T se fait différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

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

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \quad \text{on a : } d = h - c = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = 60 \cdot 4 \cdot (18 - 2) \cdot 14,17 \cdot 10^3 \quad f_{bu} = 14,17 \cdot 10^3$$

$$M_{tu} = 54,412 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

- **En travée :**

$$M_{max} = 8,299 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{tu} = 54,412 > M_{max} = 8,299 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

Donc : $M_t \max < M_{tab}$ le moment extérieur équilibre par une partie ou la totalité de la table de compression qui a une largeur constante b.

Conclusion 1: la section en T est calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur h (**60×20**).

- **En appuis :**

$$M_{max} = 9,435 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{tu} = 54,412 > M_{max} = 9,435 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

Conclusion 2: la table entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur b et hauteur h (**60×20**).

Armatures longitudinales:

- **En travée :**

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,299}{60 \times 14,2 \times 120^2} = 0,030$$

$$U_{lu} = f_e(400) = 0,392$$

$U_{lu} > U_{bu}$ (Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$A_u = \frac{M_{max}}{\delta_s \times B \times d} = 1,410$$

$$0,4\alpha = 0,985$$

B=1-

$$2u)=0,037$$

$$= 347,8$$

Condition de non fragilité

$$A_{min}=0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}=1,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\delta}{400}} \right) = \frac{\delta}{1,15}$$

Alors en prend : $A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 1,410 \text{ cm}^2$

$$A_{r\acute{e}l} = A_u = 1T14 = 1.54 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

Armatures longitudinales:

$$M_{max} = -9.435 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$U_b = \frac{9.435}{0.6 \times 14.20 \times (18)^2} = 0,034$$

$$U_l = (400) = 0,392$$

$U_l > U_b$ (Pas d'armature comprimée $A' = 0$)

$$A_u = \frac{M_{max}}{\delta s \times B \times d} = 1.60$$

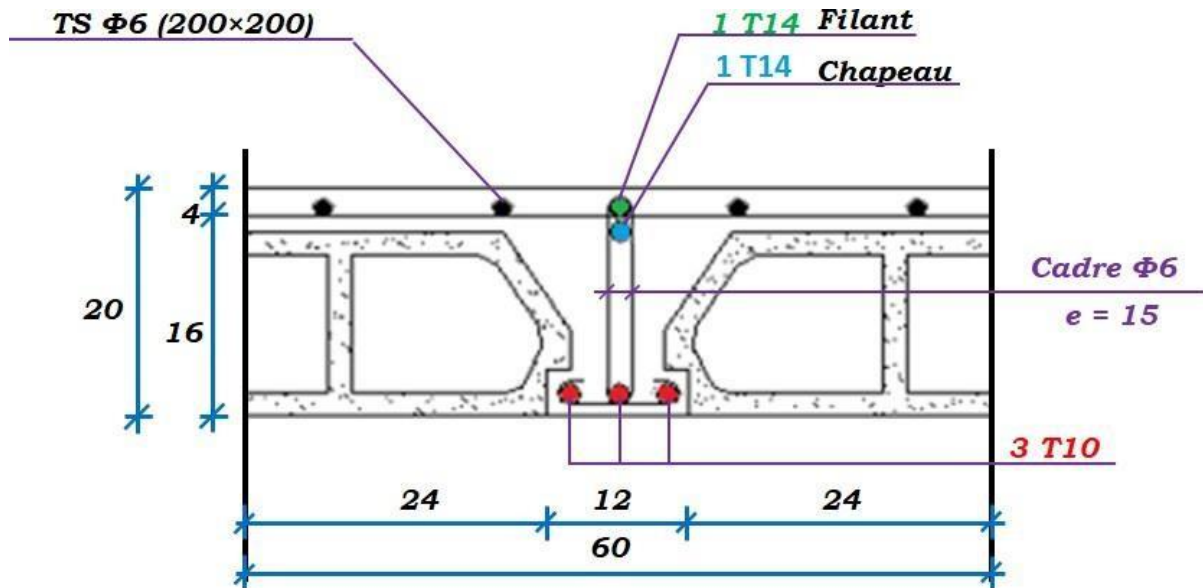
Condition de non fragilité

$$A_{min}=0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Alors en prend : $A_s = \max\{A_u; A_{min}\} = 1,60 \text{ cm}^2$

$$A_{r\acute{e}l} \rightarrow A_u = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

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



Vérification des contraintes

Diverses vérifications :

Contrainte admissible de béton comprimé $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible d'acier tendu $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

Contrainte tangentielle admissible $\tau = \min\left\{\frac{0.2f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right\} = 3.33 \text{ Mpa}$

Vérification à L'ELS :

En Travée :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 4.50 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 4.50 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 234.6 \text{ Mpa} < \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} = 9.45 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 9.45 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 1191.33 \text{ Mpa} < \sigma_s = 500 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$r_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{20,30 \cdot 10^3}{0,60 \cdot 180} = 0,173 \text{ Mpa} < r_u =$$

3,33 Mpa **Condition vérifiée**

Vérification de l'effort tranchant :

Selon le CBA 93 article A.5.1.2.1.1 :

La contrainte transversale doit être au plus égale à :

$$r_{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_u = 14,10 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow = 14100 \text{ N.m}$$

$$r_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{14100}{120 \cdot 180} = 0,65 < 3,33 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul des armatures d'âme [B.A.E.L 91 A.7.2.2] :

$$\frac{h}{b_0} \geq \frac{20 \phi_t}{35} \quad \text{et} \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, 60, 10 \right\} \rightarrow \phi_t \leq 5,714 \text{ mm}$$

On choisit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Espacement de cadres [B.A.E.L 91 A.5.2]:

$$St \leq \min (0,9 d, 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (16,2, 40)$$

Donc : $St \leq 16,2 \text{ cm}$

On choisit : **St=15cm**

Vérification de flèche:

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

- $\frac{h}{L} \geq \max \left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 M_0} \right) \rightarrow$
- $\frac{A}{bd} < \frac{3,6}{f_e}$

Calcul de la flèche :

- Flèche admissible : $f_{admi} = \frac{1}{500} (L = 4,25 \text{ m} < 5 \text{ m}).$
- Flèche due aux charges permanentes : $f_{gv} \text{ (mm).}$

- Flèche due aux charges totales : f_{gp} (mm).
- Flèche totale : Δf_t (mm).

Calcul des caractéristiques géométriques de la section considérée :

Position de l'axe neutre :

$$T = \frac{b \cdot h^2}{2} - (15 * A)(d - h_0) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$T = 24.4 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre dans la table ;

$$B * y_2 + 30 A * y + 30 * d * A = 0 \Rightarrow Y_1 = 3.94 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = 9036.76 \text{ cm}^4$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène (I_0) :

$h_0 = 4 \text{ cm} > Y_1 = 3.94 \text{ cm}$ et l'axe neutre dans la table \Rightarrow comportement en section rectangulaire de largeur **b**.

$$v = \frac{\sum t_{ixi}}{\sum r_i} = \frac{(b \cdot h)^{h \cdot 2} + (15A)d}{(b \cdot h)(15A)} = 10.139 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot v^3}{3} + \frac{b \cdot V_2^3}{3} + 15A(d - V_1)^2 = 68883.14 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = 3.48 \text{ Mpa} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{5}{2} \lambda_i = 1.39 \text{ Mpa}$$

$$g = 498 \times 0.65 = 323.7 \text{ kg /ml}$$

$$j = 398 \times 0.65 = 258.7 \text{ kg /ml}$$

$$p = (498 + 150) \times 0.65 = 421.2 \text{ kg /ml}$$

$$\text{Les moments : } M_g = \frac{g \cdot L^2}{8} = 783.353 \text{ kg} \cdot \text{M}$$

$$M_j = \frac{j \cdot L^2}{8} = 626.045 \text{ kg} \cdot \text{M}$$

$$M_p = \frac{p \cdot L^2}{8} = 1026.564 \text{ kg} \cdot \text{M}$$

Les contraintes fictive :

$$\sigma_s(g) = \frac{15 M_g(d-y)}{I_x} = 182.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s(j) = \frac{15 M_j(d-y)}{I_x} = 146.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s(p) = \frac{15 M_p(d-y)}{I_x} = 239.58 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 ft28}{4\rho\sigma_s + ft28} \right)$$

$$\mu_g = 0.685 \quad \mu_J = 0.623 \quad \mu_p = 0.749$$

Les moments d'inerties fictives :

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$I_{fi}(g) = 20356.74 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{fv}(g) = 21743.14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = 36890.825 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{fi}(p) = 33723.132 \text{ cm}^4$$

$$\text{La flèche : } \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm}$$

$$E_i = 32164.195 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$f_{gv} = 0.397 \text{ cm} \quad ; \quad f_{ji} = 0.185 \text{ cm} \quad ; \quad f_{pi} = 0.0303 \text{ cm} \quad ; \quad f_{gi} = 0.0231 \text{ cm} \quad ;$$

$$\Delta f = 0.39 + 0.18 + 0.030 + 0.023 = 0.63 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm} \dots \textit{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE IV

IV. Etude des éléments secondaires

IV .1) Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux dans le cas des planchers.

IV.2-Calcul des éléments non structuraux :

IV.2.1 Etude de L'acrotère :

IV.2.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

Évaluation des charges :

Charge permanente : $G= 2.20 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q= 1 \text{ KN/ml}$

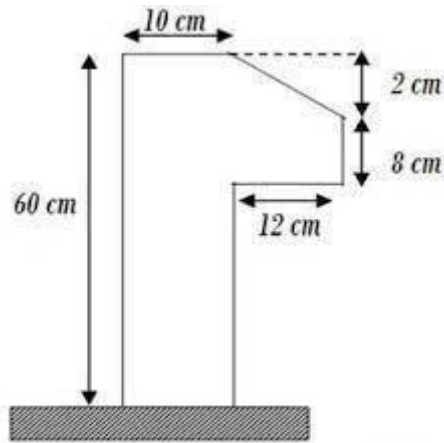


Figure IV.01 : schéma statique d'acrotère.

IV.2.1.2 Détermination de l'effort due au séisme :

$F = \max (F_p, F_q)$ Avec : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ (R.P.A 99 versions 2003 p 43).

A: coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale

F_q : la poussée horizontale $F_q = 1 \text{ KN/ml}$.

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

Calcul des sollicitations :

Poids propre : $W_p = 2.20 \text{ kn /ml}$

La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 1 \text{ KN/ml}$: poussée de la main courante.

$F_p = 4A \times C_p \times W_p$: la force sismique.

- $A=0.15$zone IIa et groupe d'usage 2, Suivant le (tableau 4-1 de RPA99V2003).
- $C_p=0.8$élément de console (tableau 6.1 de RPA 99).

$F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 2.20 = 1.056 \text{ KN/ml}$.

$Q = \max (1 ; 1.056)$

Donc : $Q = 1,056 \text{ Kn/ml}$

Moments est efforts normaux :

• Calcul a E.L.U: $NU = 1.35 \cdot WP$

$MU = 1.5 \cdot FP \cdot h$

• Calcul a E.L.S: $N_s = WP$

$$M_s = FP * h$$

IV.2.1.3 Ferrailages :

Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u * e_u \rightarrow e_u = \frac{M_u = 0,95}{N_u = 2,97} = 0,32\text{m}$$

$$M_s = N_s * e_s \rightarrow e_s = \frac{M_s = 0,63}{N_u = 2,2} = 0,28\text{m}$$

$$e_o = \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,027\text{m}$$

(e_u , e_s) < e_o

Le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif $M_{au} = N_u * e_a$ avec (e_a)

la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \frac{(d+h)}{2} \quad \text{avec } d = 0,6 * h_t = 0,09\text{m}$$

$$e_a = 0,32 + \left(0,09 + \frac{0,1}{2}\right) = 0,33\text{m}$$

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

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 * \sigma} = (\text{cm}^2)$$

$$M_{ua} = N_u * e_o = 2,79 * 0,32 = 0,95 \text{ kn.m}$$

Moment réduit fictif :

$$U_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,95 * 10^2}{100 * 6^2 * 14,17} = 0,018$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{0,95}{0,63} = 1,5$$

$$10^4 U_{lu} = 3440 * \gamma * \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow U_{lu} = 0,3340$$

$$U_{bu} < U_{lu} \quad \text{Pas d'armature comprimée } A' = 0. \Rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0,023$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,09\text{m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_s} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b d f_{t28}}{f_E} = 1.086 \text{ cm}^2$$

Alors on prend :

$$A_{rel} = A_{min} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures principales sera de 20 cm

Armature de répartition (article A.8.2.4.1 du BAEL91 modifié 99):

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'E.L.S :

État limite de compression du béton :

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

$$b y^2 + 30 * A * d * A = 0 \rightarrow y = 2,05 \text{ CM}$$

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

$$I_{AN} = \frac{b y^3}{3} + 15 [A(d-y)^2] = 1743,49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} y = 0,75 \text{ Mpa} < \sigma = 0,6 * f_{t28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

État limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = \frac{15 * M_{ser}}{L} (d - y) = 34,78 \text{ Mpa} < \sigma_s = 250 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91

$$t = \frac{V - u}{(d \cdot b)}$$

$$\text{Avec : } V_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5 * 1.056 = 1.584 \text{ KN/ml}$$

$$t_u = \frac{1,584}{100 \cdot 60} = 0,0264 < t = \min \left\{ \frac{15 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = 2,5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa. Condition vérifiée.}$$

Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversable, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces

(Extérieure et intérieure).

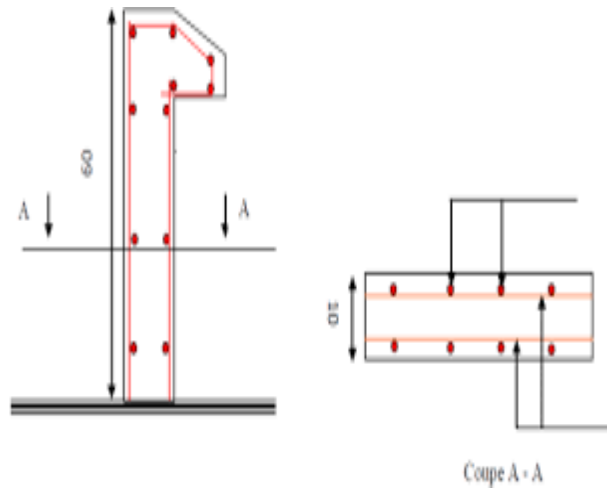


Figure IV.02: schéma ferrailage d'acrotère.

IV.2.2 Les escaliers :

IV.2.2.1 Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction .la cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés est sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

IV.2.3 /- Pré dimensionnement :

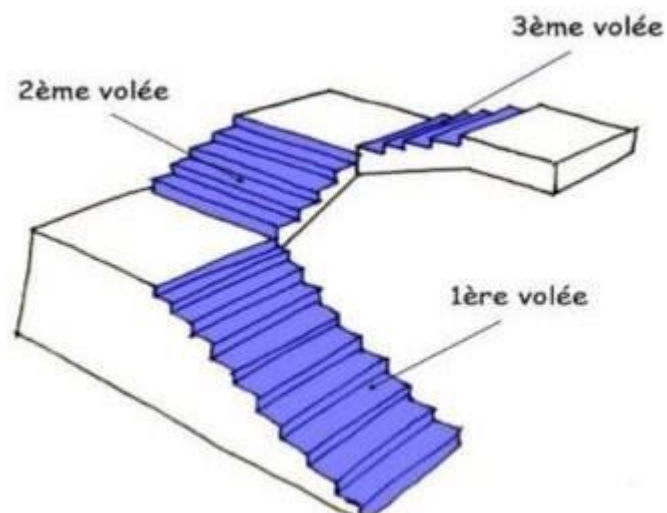


Figure IV-7 : schéma d'escalier de trois volées.

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

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

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm.}$$

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Calcul du nombre de contre marche :

$$N_c = H / h = 306 / 17 = 18 \text{ contre marches}$$

On aura :

- 7 contres marches pour chacune des volées 1 et 3.
- 4 contres marches pour la volée 2.

Nombre de marche (n) :

$$n = N_c - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches par la volée (1) et (3)}$$

$$n = N_c - 1 = 4 - 1 = 3 \text{ marches par la volée (2)}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = h / g = 17 / 30 = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

Dimensions de la paillasse :

- Paillasse pour volées (1) et (3)

- La longueur de la paillasse :

$$L' = 0.17 \times 9 / \sin 29.54 = 3.103 \text{ m}$$

- Epaisseur de la paillasse: (paillasse porteuse)

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 310.3/30 < e < 310.3/20$$

$$\Rightarrow 10.34 < e < 15.51$$

On prend : **ep = 15cm.**

-Paillasse pour volées (2) :

Escalier a marche porteuse : ep = 6cm.

Conclusion :

On a deux types de schéma statique :

- 1^{er} type : Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.
- 2^{ème} type : Escalier à marche porteuses, les marches sont mono encastré dans un voile.

Évaluation des charges :

1^{er} type : escalier à 3 volées

1 - Volée : (paillasse)

Changement	Poids volumique pour m ³ (Kn/m ³)	EP	La charge Kn/ml
1-Carrelage	22	0,02	0,44
2- Revêtement vertical	22	0.013	0.28
3- Mortier de pose	20	0.02	0.40
4-Lit de sable	18	0.02	0.36
5 –Marches	0.085	22	1.87
6- Paillasse	25	0.15	4.31
7- Enduit au ciment	18-	0.015-	0.31

G = 7.97KN/m²

Q = 2.50KN/m

Combinaisons fondamentales :

Etat limite ultime (ELU) :

q paillasse = 1,35 x 7,97 + 1,5 x 2,5 = 14.51 kN/m²

Etat limite service (ELS) :

q paillasse = 7,97 + 2,5 = 10.47 kN/m²

Pour une bande de 1m de largeur :

qu = qu x 1 = 14.51 x 1 = 14.51KN/m

qs = qs x 1 = 10.47x 1 = 10.47 KN/m

2 – Palier :

Changement	Poids volumique pour m ³ (Kn/m ³)	Ep(m)	La charge (Kn/ml)
Carrelage	22	0,2	0,44
Poids propre de palier	25	0,15	3, 75
Lit de sable	18	0,2	0,36
Mortier de pose	20	0,2	0,4
Enduit de ciment	18	0,015	0,27

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

$Q_{\text{palier}} = Q_{\text{palisse}} = 2,5 \text{ KN/m}$

- **Combinaisons fondamentales :**

Etat limite ultime (ELU) :

$q_{\text{palier}} = 1,35 \times 5,22 + 1,5 \times 2,5 = 10,80 \text{ kN/m}^2$

Etat limite service (ELS) :

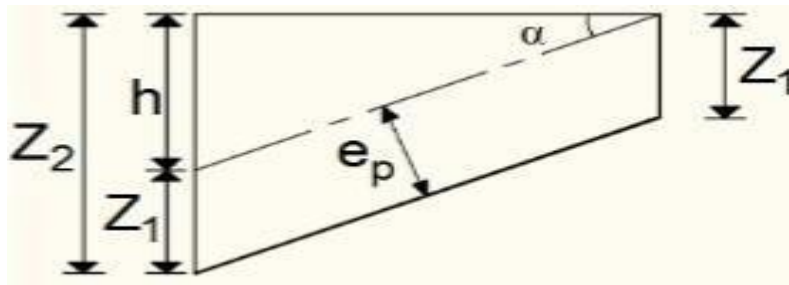
$q_{\text{palier}} = 5,22 + 2,5 = 7,72 \text{ kN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$q_u = q_u \times 1 = 10,80 \times 1 = 10,80 \text{ KN/m}$

$q_s = q_s \times 1 = 7,72 \times 1 = 7,72 \text{ KN/m}$

2^{ème} type : (Escalier à marches porteuses)



$Z_1 = 90,6 \text{ cm}$

$h = 15,4 \text{ cm}$

Matériaux	G (KN /m 2)
1- Carrelage (0.44 x g)	0.13
2-Mortier de pose (0.40 x g)	0.12
3-Lit de sable (0.36 x g)	0.11
4- Revêtement vertical	0.20

5- Poids propre de la marche (25x hmoy x g)	1.15
Enduit ciments	0.11

$$G = 1.82 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \times 0.3 = 0.75 \text{ KN/m}$$

-Combinaisons fondamentales :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 1.82 + 1.5 \times 0.75 = 3.58 \text{ KN/m L .}$$

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

$$q_{ser} = G + Q = 1.82 + 0.75 = 2.57 \text{ KN/m}$$

IV.2.3.2/- Calcul du ferrailage :

A. Marches porteuses :

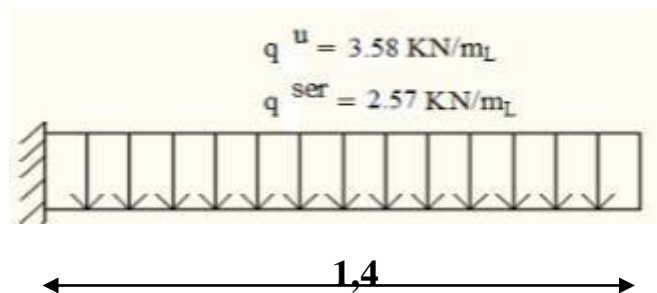


Figure IV- 8 : Schéma statique de la marche porteuse.

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = \frac{3,58 \cdot (1,40)^2}{2} = -3,5084$$

- Détermination des armatures :
- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]
- Choix des armatures :

$$2T10 A = 1,57 \text{ cm}^2$$

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

$$q_{ser} = 2.57 \text{ KN/m L}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = \frac{2,57 \cdot (1,4)^2}{2} = 2,5186$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\sigma_s \leq \sigma_s = 0,6 * f_{c28}$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3,58}{2,51} = 1,426$$

$$\frac{1,426-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 \quad \sigma_s \leq \sigma_s = 0,6f_{c28} \quad \sigma_b = 15MPa$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma_b = 15MPa$$

Fissuration peu nuisible

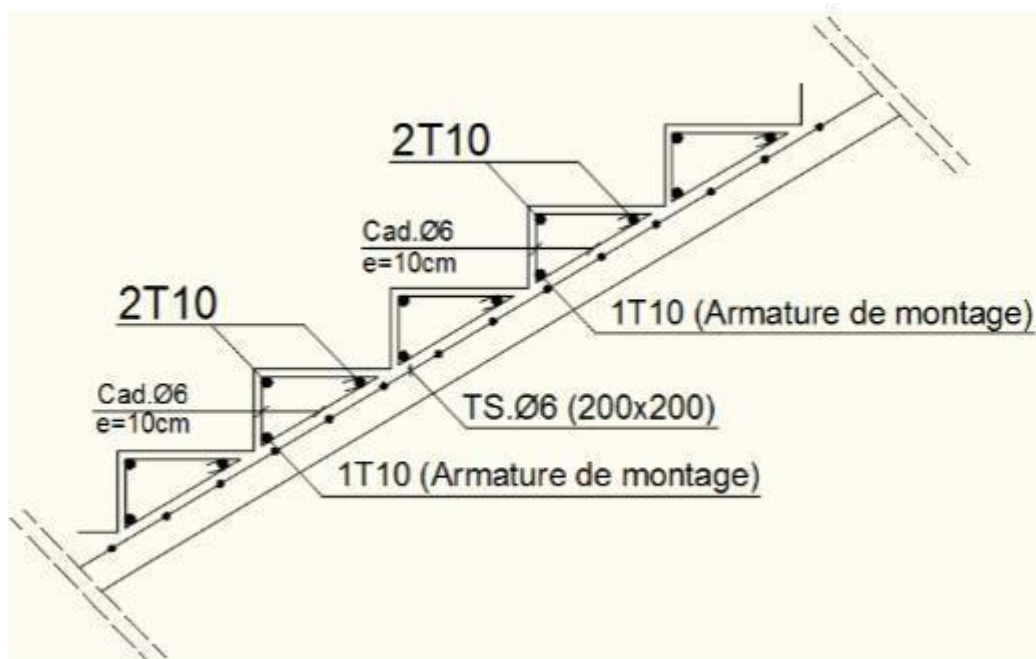


Figure IV-11 : Dessin de ferrailage de la marche porteuse.

B. Paillasse porteuse :

Schéma statique

Type 1 :

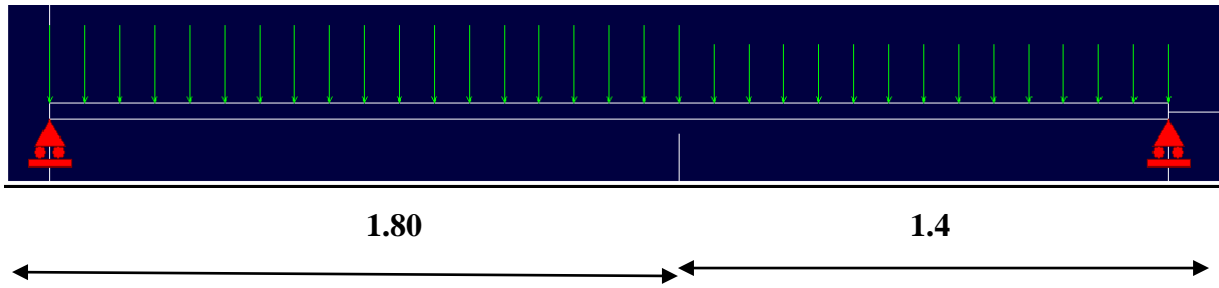


Figure IV-12 : Schéma statique Schéma statique de la paillasse porteuse type 1

TYPE 2 :

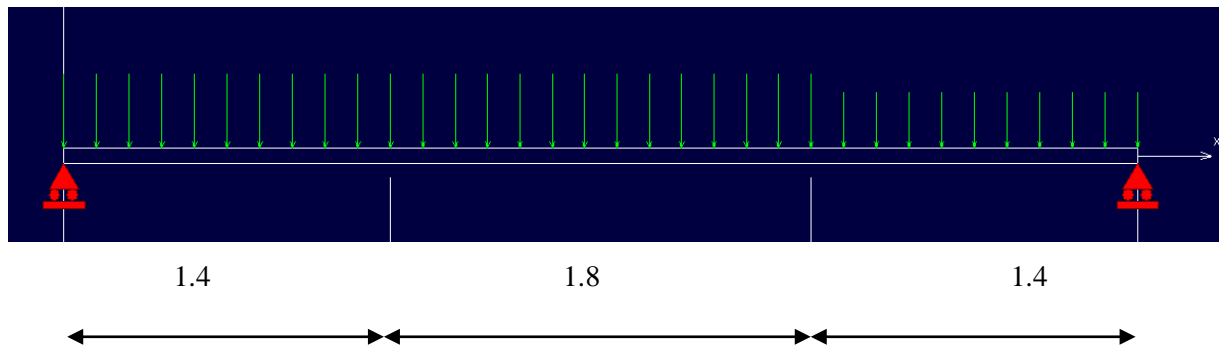


Figure IV-12 : Schéma statique Schéma statique de la paillasse porteuse type 2

Et d'après logiciel le **rdm6**

Calcule les moments :

Type 1 :

$M_u = 16.80 \text{ KN} \cdot \text{m}$

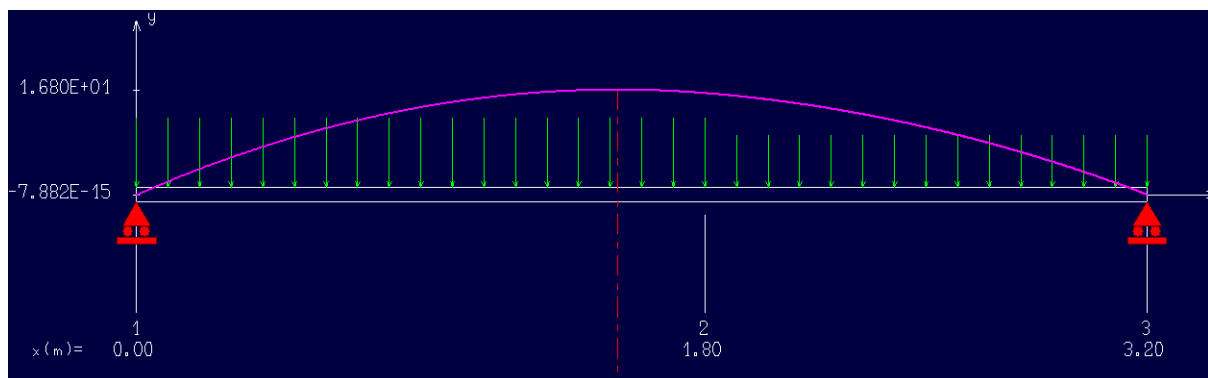


Figure IV-13 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU type 1

Type 2 :

$M_u = 34.74 \text{ KN} \cdot \text{M}$

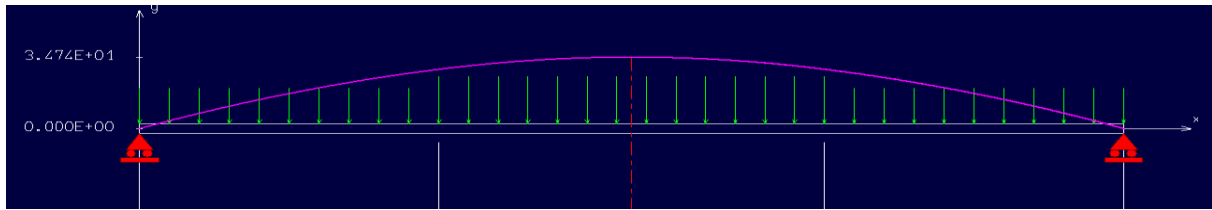


Figure IV-13 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU type 2

Calcul du ferrailage :

Type 1

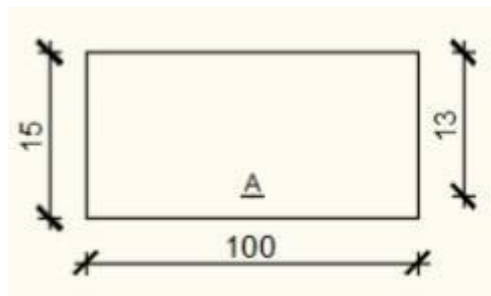


Figure IV-15: Section de calcul de la paillasse

$$M_u = 16.80 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$U = 0.06 < \mu L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.07$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$A = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{m L}$$

$$A = \max(A ; A_{\min}) = 3.25 \text{ cm}^2 / \text{m L}$$

$$5 \text{ T10} \Rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{m L}$$

(T10 e = 20cm).

Calcul de ferrailage :

Type 2

$$M_u = 34.74 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

$$U = 0.013 < \mu L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A = 7.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{m L}$$

$$A = \max(A ; A_{min}) = 7.46 \text{ cm}^2 / \text{m L}$$

$$7 \text{ T12} \Rightarrow A = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{m L}$$

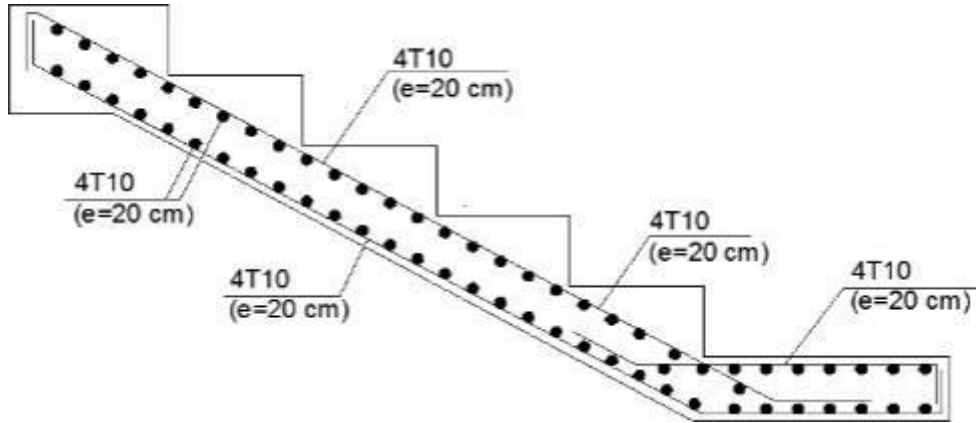


Figure IV-17: Dessin de ferrailage de l'escalier 1

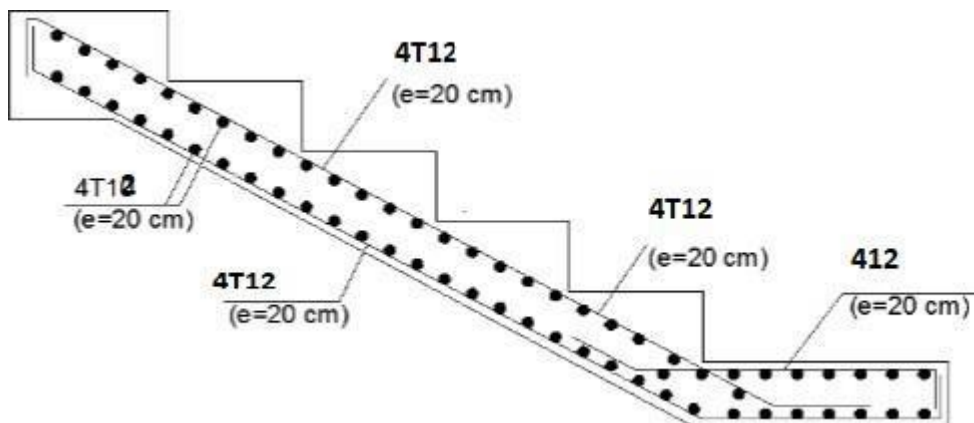


Figure IV-17: Dessin de ferrailage de l'escalier 2

IV.3- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés 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 deux types de balcon : dalle pleine assimilée à une console de portée de L = 1,10 m et L= 0,80 m.

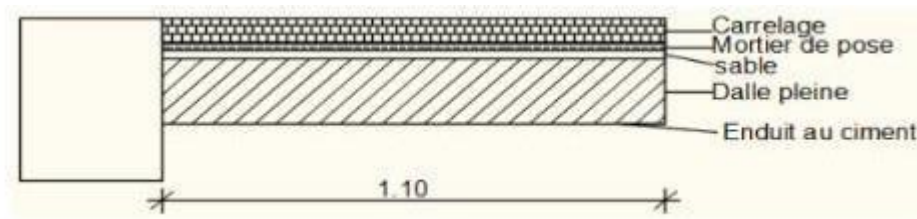


Fig.IV.3.1: Coupe sur balcons.

□ **Epaissures du balcon :**

On prend Hd=15cm

IV.3.1- Descente de charges :

- Charges permanente :

Carrelage + mortier de pose +sable	1,04 [KN/m ²]
Dalle pleine en béton armé (15cm) 25×0.15	3,75 [KN/m ²]
Enduit au ciment (1,5cm) (18daN/m ² /cm).....	0,27 [KN/m ²]

G=5,06 [kn/m²]

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

- **Surcharges exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation : Q = 3,50 KN/m²

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

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

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

$$P = G \cdot m \cdot h$$

Epaisseur du mur: $e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (0,90 + 1,30 + 2 \times 18 \times 0,015) = 2,74 \text{ KN/m}$

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

$$P = 2,74 \times 2,91 = 7,97 \Rightarrow \text{KN } P = 7,97 \text{ KN}$$

Fissuration est considérée comme peu nuisible ($a = 1 \text{ cm}$).

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A,93)



$$\varphi_{\max} < \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm}$$

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

• **Calcul de l'enrobage :**

$$C = a + \frac{\varphi}{2} \rightarrow (10 + 10/2) = 15 \text{ mm}$$

• **Hauteur utile :**

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

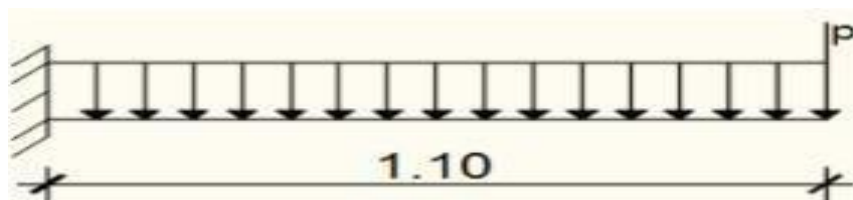


Fig.IV.3.3 : Schéma statique du balcon

• **Moments fléchissant :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -[1,35G + 1,5q] * \frac{L^2}{2} - 1,35 * P * L * 1,00$$

$$M_u = -19,15 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{ser} = [G + q] * \frac{L^2}{2} - P * L * 1,00$$

$$M_{ser} = -13,95 \text{ KN.M}$$

IV.3.2- Calcul du ferrailage :

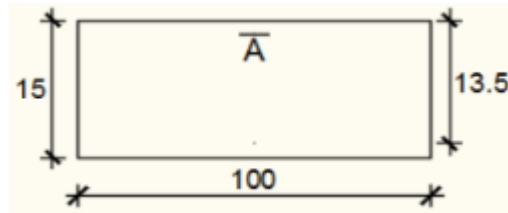


Fig.IV.3.4 : Section de calcul.

- **Etat limite ultime :**

$$M_u = 19500 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot \sigma \cdot d^2} = \frac{19150}{14,20 \cdot 13,50^2 \cdot 100} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,096$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,961$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot b \cdot d} = \frac{19150}{348 \cdot 0,61 \cdot 13,50} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

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

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 4,24 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

$$6T10/\text{mL} \rightarrow 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10_e \rightarrow 16,67 \text{ cm}).$$

- **Etat limite service :**

$$M_{ser} = 13950 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19150}{13950} = 1,37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} = \frac{1,37-1}{2} = 0,034$$

$$\alpha = 0,96 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,034 \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_{b0} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion:**

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s) :

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{6} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- **Choix des armatures :**

$$5\text{T}8/\text{ml} \rightarrow 2,58 \text{ cm}^2/\text{ml} (\text{T}8)$$

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

IV.3.3- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u = (1,35G + 1,5Q) \times L + 1,35 \times P$$

$$T_u = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50) \times 1,10 + 1,35 \times 7,97$$

$$T_u = 24,048 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{24048}{100 \times (100 \times 13,5)} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 \times f_c = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \tau_u = 1,25 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \tau_u = 1,25 \text{ MPa}$$

- **IV.3.4- Vérification de la flèche :**

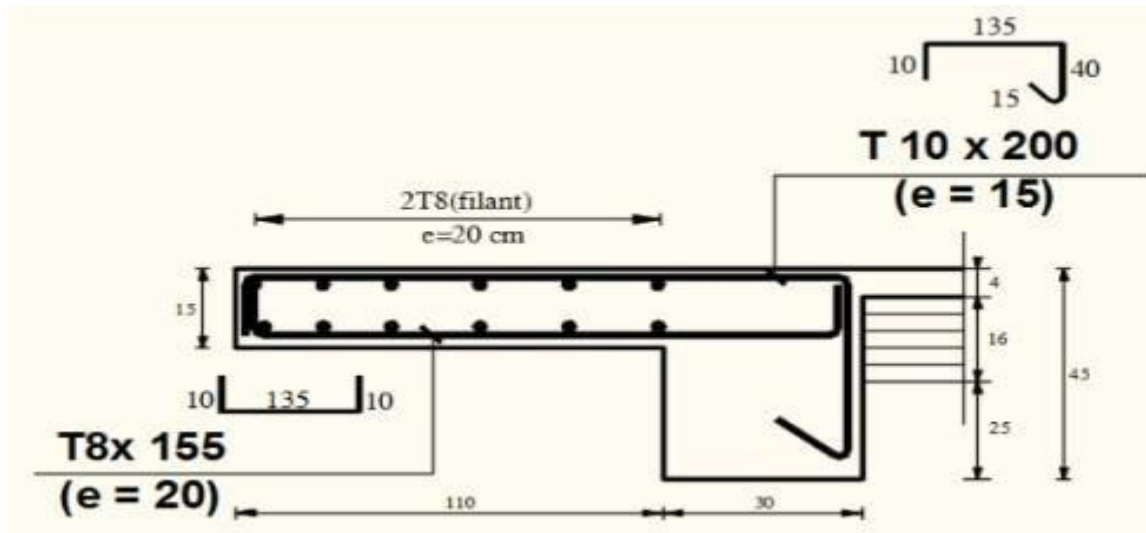
• Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{110} = 0,136 > \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow \text{c.v}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4,67}{100 \times 13,5} = 0,0035 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion :

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



IV-3 L'étude de L'ascenseur :

Définition :

L'ascenseur est appareil élévateur permettant le déplacement vertical entre différents niveaux du bâtiment.

Charge de l'ascenseur :

P_m = poids mort (la masse de cabine + treuil + accessoires + câble d'acier).

Q = la charge en cabine

P_p = la masse de contrepoids $P_p = \frac{P_m + Q}{2}$

$P_m = 10,9 \text{ KN}$

$Q = 6,3 \text{ KN}$

$P_p = 10,9 + \frac{6,3}{2} = 14,05 \text{ KN}$

$G = P_m + P_p + P_{\text{Treuil}} + P_{\text{cable}} = 10,9 + 14,05 + 0,63 + 0,2$

$G = 25,78 \text{ KN}$

$Q_u = 1,35 \times 25,78 + 1,5 \times 6,3 = 44,253 \text{ KN}$.

Vérification au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur.

$Q_u = \frac{44,25}{4} = 10,86 \text{ Kn}$

D'après le CBA93 la condition est vérifiée si

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{ti}}{\gamma_b}$$

Q : la charge de l'ELU.

h : l'épaisseur de la dalle = 14 cm.

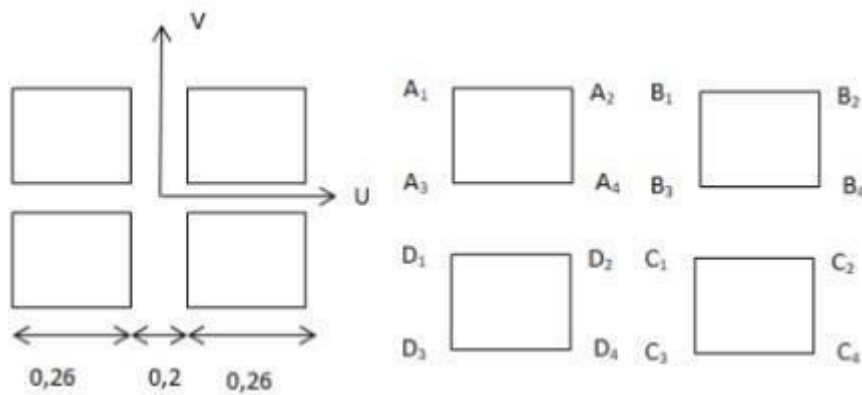
μ_c : la périmètre du contour au niveau du feuille moyen $\mu_c = 4(a + \frac{h}{2} \times 2)$

$$Q_u \leq 0,045 \times 0,96 \times 0,14 \times \frac{25}{1,5} \times 103 = 100,8 \text{ KN.}$$

Donc la dalle résiste au poinçonnement.

Evaluation des moments :

Moments due aux charges concentrées



A l'aide des schémas précédente et la valeur de $\alpha = \frac{1,6}{1,95} = 0,86$ on détermine les moment M1 et M2

$$U = x_0 + 2h + ht$$

$$\frac{U_1}{L_x} = \frac{-0,72}{1,6} = -0,45 \quad M1 = 0,169$$

Effet de A1, B2 ; C4, D3 $\frac{V_1}{L_y} = \frac{-0,72}{1,95} = -0,37 \quad M2 = 0,116$

$$M1 = 0,282 \quad \frac{U_2 - 0,2}{L_x} = -0,125$$

Effet A.B.C.D $\frac{V_2 - 0,2}{L_y} = -0,103$
 $M2 = 0,246$

$$\frac{U3}{Lx} = \frac{0.72}{1.6} = 0.45$$

M1=0.169

Effet A.B.C.D $\frac{V3}{Ly} = \frac{0.2}{1.95} = 0.103$

M2=0.246

$$\frac{U4}{Lx} = \frac{0.2}{1.6} = 0.125$$

M1=0.282

Effet A.B.C.D $\frac{V4}{Ly} = \frac{0.2}{1.95} = 0.103$

M2=0.246

Les moments suivant X et Y :

$Mx = P(M1 + V \times M2)$ $V = 0$

$My = P(M1 + V \times M2)$

$P = P' \times S$

$P = \frac{P' \times 10.86}{S \times 0.076} = 160,650 \text{ KN/m}^2$

Effort de charge	U/L _x	U/L _y	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	S(m ²)	P= P'.S	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
1	0,45	0,38	0,169	0,116	0,49	78,72	13,30	9,13
2	0,125	0,103	0,282	0,246	0,39	59,44	16,76	14,62
3	0,45	0,103	0,169	0,246	0,32	51,41	8,69	12,65
4	0,125	0,103	0,282	0,246	0,04	6,43	1,81	1,58

Tableau IV-4 : sollicitations sur la dalle de la machine à ELU.

$Mx = Mx1 + Mx2 + Mx3 + Mx4 = 40,56 \text{ KN} .m$

$My = My1 + My2 + My3 + My4 = 37,98 \text{ KN} .m$

Les moments dues aux charges réparties :

G dalle = 0,2 × 2500 = 5KN/m²

Q dalle = 1 KN/m²

Pu dalle = 8,25 KN/m²

Lx = 1,6 m

Ly = 1,95 m

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.6}{1.95} = 0.46 < 0.86 < 1$ Dalle portante sur 4 cotés.

$$M_x = \mu x q x L^2 = 1,06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu y q u = 0,774 \text{ KN.m}$$

Les moments totaux appliqués sur la dalle sont :

$$M_{xt} = M_x + M = 51,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = M_y + M = 38,75 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Le ferrailage fait en flexion simple (ELU) pour une bande de 1m de largeur.

Le meme ferrailage dans les deux directions.

$M_a = 0,5M_T$ $M_t = 0,75M_T$	M(KN.m)	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Aadopté(cm^2)	Espacement (cm)
travée	38,37	9,6	1,52	2 × 5HA16	20
appui	25,58	6,21			

Tableau IV-5: ferrailage de l'ascenseur.

Ferrillages horizontaux :

le pourcentage minimum de l'armatures horizontales est de 0.15% de la section.

Pour une bande de 1mL

$$A_t = 0,0015.b.h = 0,0015 \times 100 \times 14 = 2,1 \text{ cm}^2$$

.On prend :

2 × 4HA10 ; l'espacement égale à $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 4,68 \text{ KN}$$

$$r = 0,370 \text{ Mpa}$$

$$r = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$r = 0,371 \text{ Mpa} < = 1,167 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à ELS :

$$Q_{ser} = 8,02 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = 128,32 \text{ KN/m}^2$$

Effort de charge	U/L _x	U/L _y	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	S(m ²)	P= P'.S	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
1	0,45	0,38	0,169	0,116	0,49	62,88	10,63	7,29
2	0,125	0,103	0,282	0,246	0,39	50,04	14,11	12,31
3	0,45	0,103	0,169	0,246	0,32	41,06	6,94	10,10
4	0,125	0,103	0,282	0,246	0,04	5,13	1,44	1,26

Tableau IV-6 : sollicitations sur la dalle de la machine à ELS.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} = 32,82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} + M_{y3} + M_{y4} = 30,96 \text{ KN.m}$$

Les moments dues aux charges réparties :

$$G_{dalle} = 0,2 \times 2500 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{dalle} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{ser \text{ dalle}} = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x \text{ ser}} = 0,768 \text{ KN.m}$$

$$M_{y \text{ ser}} = 0,561 \text{ KN.m}$$

Les moments totaux appliqués sur la dalle sont :

$$M_{xt} = M_x + M = 33,588 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = M_y + M = 31,521 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_x = 0,75 M_{xt} = 0,75 \times 33,588 = 25,191 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{yt} = 0,75 \times 31,521 = 23,64 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{xt} = 0,5 \times 33,588 = 16,794 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE V

V. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V.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 « **LOGICIEL DE CALCUL** » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** ».

V.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**.

V.3- Modélisation :

A. 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.

B. 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 noeuds.
- Les voiles par des éléments coque (à quatre noeuds).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les noeuds d'un même plancher nous avons attribué

Une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).

C. 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 $\square Q$ (imposée par le **L'RPA99/Version2 003**), dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas $\beta = 0.2$). [**RPA99/V2003-Tableau4.5**]

$W = G + \beta Q$ [**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 /m³**

V.4- Présentation du logiciel « LOGICIEL DE CALCUL » :

L'Etabs est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une très large variété de structures.

Ce système est basé sur la méthode des éléments finis et possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur, notamment :

- Il donne plusieurs possibilité de création du modèle;
- Il calcul automatiquement le centre de masse et le centre de torsion de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure;
- Il contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « **vérifier structure** »
- Il permet aussi, un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques détaillés, comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant **M**, efforts tranchants **T**, efforts normaux **N** et contraintes **G**).

V.4.1- Etapes de la modélisation :

Pour la modélisation ; nous avons suivi les étapes suivantes :

1. opter pour un système d'unités (KN ; m).
2. définition de la géométrie de base.
3. Définition des matériaux.
4. Définition des sections.
5. Définition de l'élément dalle.
6. Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
7. Définition des charges à appliquer.
8. Introduction du spectre de réponse à appliquer.
9. Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes:

[**RPA99/V2003-Article5.2**]

C1 : G+Q

C2 : 1,35G+1,5Q

C3 : G+Q+Ex

C4 : G+Q+Ey

C5 : G+Q-Ex

C6 : G+Q-Ey

C7 : 0,8G+Ex

C8 : 0,8G+Ey

C9 : 0,8G-Ex

C10 : 0,8G-Ey

10. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.

11. Ajouter un diaphragme à chaque plancher.

12. Définir les conditions aux limites :

13. lancer l'analyse.

14. Ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, les taux de participation de la masse pour avoir si le nombre de modes choisis est suffisant.

Visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections

. **Critères de classification par le RPA 99/V2003 :**

V.5.1- Classification des zones sismiques : [RPA99/V2003-Article3.1]

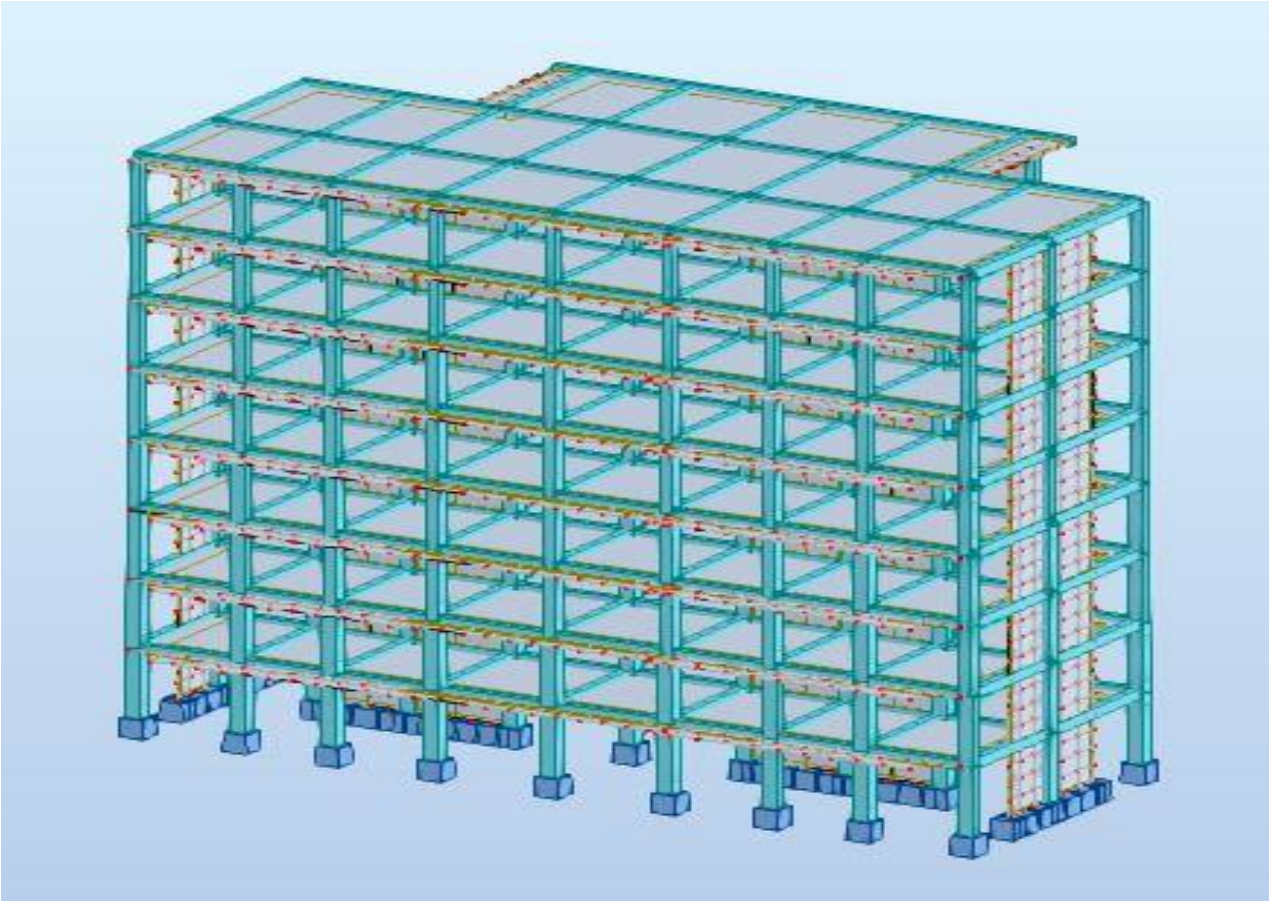
Wilaya de Mostaganem : groupe de communes C La zone est de : Zone II-a.

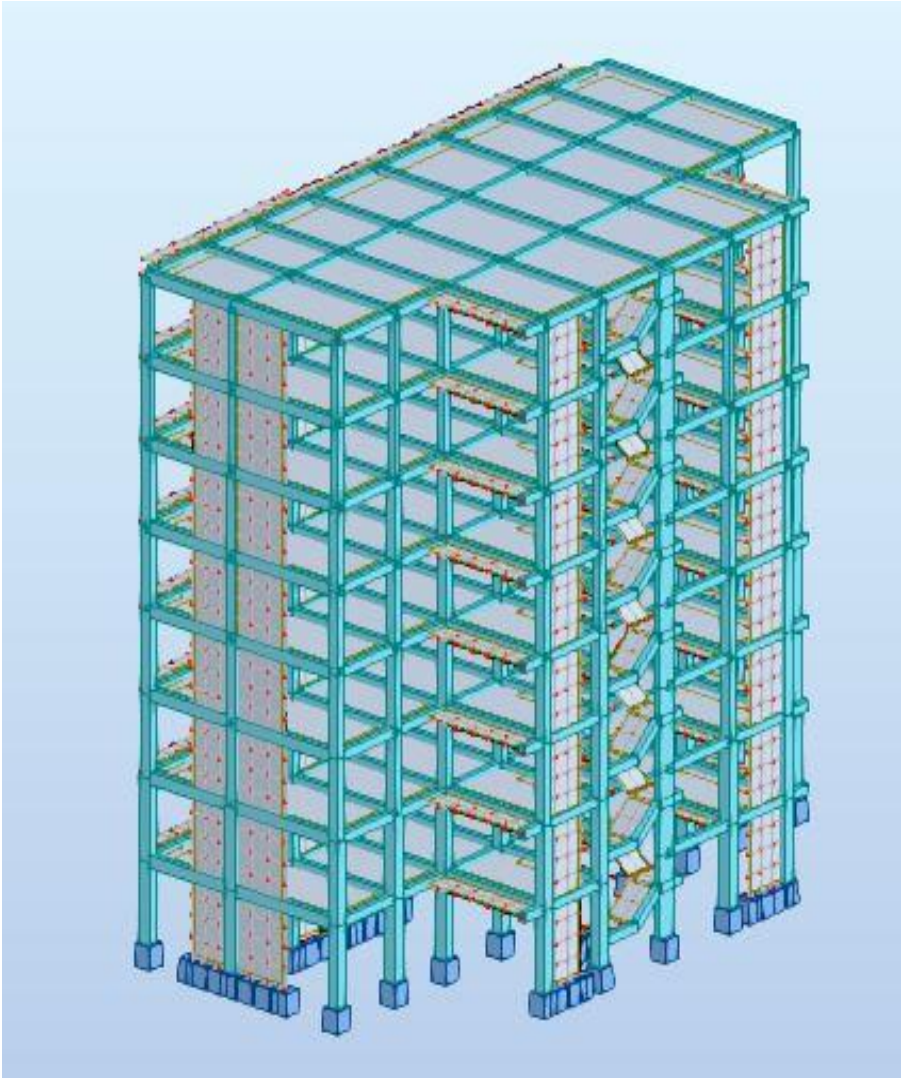
V.5.2- Classification de l'ouvrage : [RPA99/V2003-Article3.2]

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation, il sera classé en Groupe 2.

V.5.3- Classification des sites : [RPA99/V2003-Article3.3]

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.





V. 7 : Méthode dynamique modale spectrale :

➤ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

• Détermination du spectre de réponse :

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S₃

Coefficient de qualité : 1.20

Coefficient de comportement : 3,5

Amortissement : 10.00 %

V.4-interprétation des résultats :

V.4.1-Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_{obtenue} par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

➤ Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure ;

➤ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

➤ Coefficient de correction d'amortissement :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

$$\Rightarrow \xi = 10\%$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 10)} = 0.76 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Période caractéristique **T2** :

Site meuble (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

T2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

➤ Période fondamentale :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 24.48m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

D'où :

$$T = 0.05 \times (24,48)^{3/4} \Rightarrow T = 0.55s$$

D'autre part :

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} \text{ avec } L_x = 28,40m \Rightarrow T_x = 0.41s$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_y}} \text{ avec } L_y = 15,40m \Rightarrow T_y = 0.55s$$

D'après l'article (4.24) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'où :

$$T_x = \min(0.55; 0.41) =$$

$$0.41s$$

$$0.55) = 0.55s$$

On a :

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.55s \leq 3s$$

Donc :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} \Rightarrow D_x =$$

$$1.90D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y$$

$$= 1.79$$

➤ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

- **Zone IIa**
- **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne) $\Rightarrow A = 0.15$

➤ **Coefficient de comportement R :**

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 3,5$ [RPA99 (version2003)/tableau 4]

➤ **Facteur de qualité Q :**

xxx

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Tableau.VI 1: Valeurs des pénalités P_q

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0.00
3. Régularité en plan	0	0
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	0.1	0.1
	0.20	0.20

$$Q_x = 1 + 0.20 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0.20 = 1.20$$

➤ **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat :

$$W = 31161.0 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{xstat} = \frac{0.15 \times 1.909 \times 1.20}{3.5} \times 31161 = 3059.95 \text{ KN}$$

$$80\% V_{xstat} = 2447.96 \text{ KN}$$

$$V_{ystat} = \frac{0.15 \times 1.791 \times 1.20}{3.5} \times 31161 = 2296.49 \text{ KN}$$

$$80\% V_{ystat} = 2296.49 \text{ KN}$$

➤ La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{x\text{dyn}} = 2798,41 \text{ KN} > 80\%V_{x\text{stat}} = 3059.59\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{y\text{dyn}} = 2435,09 \text{ KN} > 80\%V_{y\text{stat}} = 2870.62\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4.2 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq \sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

V.4.3 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0.62s < 1.3T_{\text{stat}} = 1.3 \times 0.715 = 0.925s \Rightarrow \text{condition vérification}$$

V.4.2 Périodes et facteurs de participation modaux :

Les périodes propres et les formes propre de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci-après :

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	Masse totale (ton)
1	0,62	0,03	69,44	0,03	69,44	3177539,48
2	0,48	69,31	69,46	69,28	0,02	3177539,48
3	0,44	70,27	69,49	0,96	0,02	3177539,48
4	0,16	70,28	86,46	0,01	16,97	3177539,48
5	0,14	87,61	86,47	17,33	0,01	3177539,48
6	0,11	87,64	86,47	0,03	0	3177539,48
7	0,08	87,64	86,47	0	0	3177539,48
8	0,08	87,64	86,47	0	0	3177539,48
9	0,08	87,64	86,47	0	0	3177539,48
10	0,08	87,68	86,47	0,04	0	3177539,48
11	0,08	87,7	92,77	0,02	6,3	3177539,48
12	0,07	89,6	92,8	1,9	0,03	3177539,48
13	0,07	89,6	92,8	0	0	3177539,48
14	0,07	92,78	92,8	3,19	0	3177539,48

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

- Directions xx : 14ème mode : Masse cumulée = 92,78%=>Condition vérifiée
- Direction yy : 11ème mode : Masse cumulée = 92,77 % =>Condition vérifiée

V.4.5 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad (\text{Article 4.4.3 R.P.A99/v2003})$$

$$R = 3,5$$

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à: $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{étage}}$ (article 5.10 R.P.A99/v2003)

Niveaux	Dans le sens x-x			Observation
	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
RDC	0,189	306,0	0,062	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,348	306,0	0,114	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,437	306,0	0,143	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,486	306,0	0,159	<i>vérifiée</i>
Etage 4	0,513	306,0	0,168	<i>vérifiée</i>
Etage 5	0,508	306,0	0,166	<i>vérifiée</i>
Etage 6	0,490	306,0	0,160	<i>vérifiée</i>
Etage 7	0,461	306,0	0,151	<i>vérifiée</i>

Niveaux	Dans le sens Y-Y			Observation
	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	0,240	306,0	0,078	Vérifiée
Etage 1	0,485	306,0	0,158	Vérifiée
Etage 2	0,637	306,0	0,208	Vérifiée
Etage 3	0,711	306,0	0,232	Vérifiée
Etage 4	0,750	306,0	0,245	Vérifiée
Etage 5	0,736	306,0	0,241	Vérifiée
Etage 6	0,716	306,0	0,234	Vérifiée
Etage 7	0,668	306,0	0,218	Vérifiée

Tableau V.6: Tableaux des charges verticales portées par les voiles

Les voiles doivent reprendre au plus 75 % de l'effort tranchant.

a) Dans le sens X-X (Ex):

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Poucentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	994,66	1803,77	2798,43	35,54	64,46	Vérifiée
Etage 1	776,94	2058,09	2835,03	27,41	72,59	Vérifiée
Etage 2	668,24	1921,1	2589,34	25,81	74,19	Vérifiée
Etage 3	708,98	1670,65	2379,63	29,79	70,21	Vérifiée
Etage 4	588,82	1516,19	2105,01	27,97	72,03	Vérifiée
Etage 5	587,39	1172,39	1759,78	33,38	66,62	Vérifiée
Etage 6	413,75	923,48	1337,23	30,94	69,06	Vérifiée
Etage 7	400,37	407,86	808,23	49,54	50,46	Vérifiée

L'interaction sous charges horizontales est donc vérifiée dans le sens X-X.

b) Dans le sens Y-Y (Ey) :

Les voiles doivent reprendre au plus 75 % de l'effort tranchant.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	608,78	1826,28	2435,06	25,00	75,00	<i>vérifiée</i>
Etage 1	693,07	1684,76	2377,83	29,15	70,85	<i>vérifiée</i>
Etage 2	736,38	1512,62	2249	32,74	67,26	<i>vérifiée</i>
Etage 3	861,17	1208,15	2069,32	41,62	58,38	<i>vérifiée</i>
Etage 4	706,15	1127,28	1833,43	38,52	61,48	<i>vérifiée</i>
Etage 5	748,5	785,55	1534,05	48,79	51,21	<i>vérifiée</i>
Etage 6	518,76	657,5	1176,26	44,10	55,90	<i>vérifiée</i>
Etage 7	549,5	177,15	726,65	75,62	24,38	<i>vérifiée</i>

L'interaction sous charges horizontales est donc vérifiée dans le sens Y-Y

le choix de R est satisfaisant, on prend R= 3,5 c.à.d. un système voiles

- Vérification de l'effet $P - \Delta$: [RPA99/V2003-Article 5.9]

Les effets du 2nd ordre ou effet ($P - \Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante:

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

VK : Effort tranchant d'étage au niveau ('K').

ΔK : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau ('K-1').

hK : Hauteur de l'étage ('K').

Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
RDC	306,0	-31161,02	0,2	2798,43	-0,007	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306,0	-26946,2	0,369	2735,03	-0,012	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306,0	-23045,79	0,463	2589,34	-0,013	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306,0	-19215,28	0,513	2379,64	-0,014	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306,0	-15421,1	0,541	2105,01	-0,013	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306,0	-11689,5	0,537	1759,78	-0,012	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306,0	-7989,92	0,52	1337,2	-0,010	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306,0	-4345,56	0,479	808,2	-0,008	<i>vérifiée</i>

Tableau V.4: Vérification de l'effet ($P - \Delta$) sens xx

Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
RDC	306,0	-31161,02	0,271	2435,06	-0,011	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306,0	-26946,2	0,551	2377,82	-0,020	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306,0	-23045,79	0,72	2249	-0,024	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306,0	-19215,28	0,796	2069,32	-0,024	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306,0	-15421,1	0,831	1833,43	-0,023	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306,0	-11689,5	0,811	1534,05	-0,020	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306,0	-7989,92	0,783	1176,26	-0,017	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306,0	-4345,56	0,732	726,65	-0,014	<i>Vérifiée</i>

Tableau V.5: Vérification de l'effet ($P - \Delta$) sens yy

CHAPITRE VI

VI. Etude des portiques

VI.1- Introduction :

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.

VI.2- Définition :

• Poteaux :

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.

• Voiles :

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur $h \geq (4 \times e)$ qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

• Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.3- 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.

VI.3.1- 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 **Etabs 20176**.

VI.3.2- Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : **(30×45) cm²**.
- Poutres secondaires : **(30×35) cm²**.

a) Ferrailages réglementaires :**1) Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :****➤ Armature longitudinale :**

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% B en zone IIa.
- Armatures maximale nt recouvrement de zone en 6% courante zone en 4%
- Longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone IIa.

Avec : **B** : Section de la poutre.

➤ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t \min = 0,003 \times S \times b$ **RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].**

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

2) Règlement BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b) Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Etabs 2016" ; on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants :

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x45)	Poutres secondaires (30x35)
E.L.U (1,35G+1,5Q)	M _t [kN.m]	71,83	36,52
	M _a [kN.m]	-139,39	-34,94
E.L.S (G+Q)	M _t [kN.m]	53,84	26,11
	M _a [kN.m]	-101,87	-25,37
A.C.C (G+Q±E) (0,8 G ± E)	M _t [kN.m]	127,84	85,76
	Ma [kN.m]	-144,5	-74,94
Effort Tranchant	T [kN]	147,14	130,19

➤ Armatures longitudinales :

1. Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

- Poutre principale : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

2. Conditions imposées le BAEL91 :

- Poutre principale :

$$h=45 \text{ cm}; b=30 \text{ cm}; d= 0,9 \times h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire :**

$$h=35 \text{ cm}; b=30 \text{ cm}; d=0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

3. Exemple de Calcul : Poutres principales (30x45) cm²

A. **En travée :**

❖ **Situation durable et transitoire :**

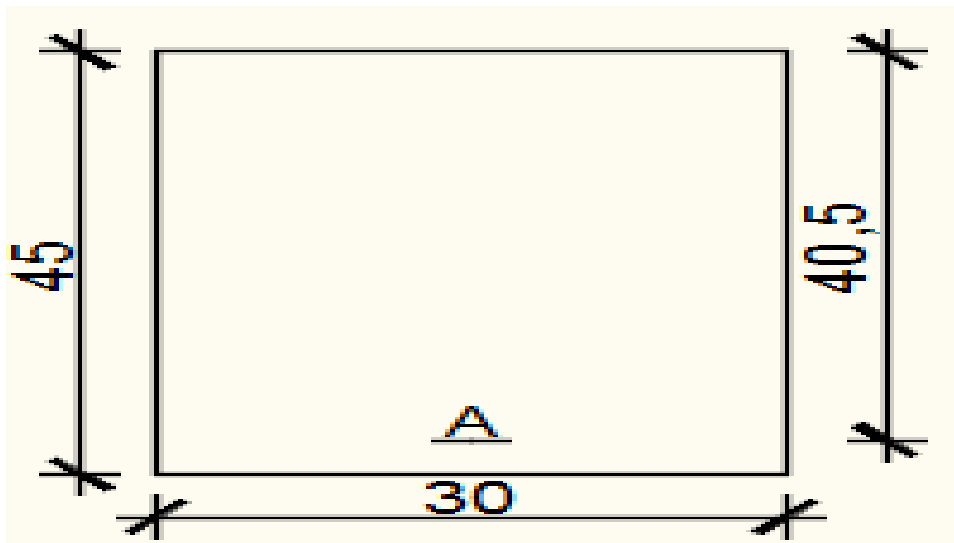


Fig.VI.1: Section de calcul en travée

Etat limite ultime (E.L.U.)

$$\dot{M} = 71,83 \text{ KN} \cdot \text{N} = 71830 \text{ N} \cdot \text{m}$$

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

$$\mu = \frac{\dot{M}_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{71830}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,102$$

$$\mu = 1,102 < \mu_L \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_i$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,135$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,946$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{71830}{348 \times 0,946 \times 40,5} = 5,38 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- ❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{\text{acc}} = 127,84 \text{ KN.m} = 127840 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{127840}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,14$$

$$\mu = 0,14 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_{\text{el}}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,65$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,74$$

- Détermination des armatures :

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{127840}{400 \times 0,89 \times 40,5} = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\text{acc}}) \Rightarrow A_t = 10,65 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$3T16+3T14 = 10,65$$

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

$$M_t = 53,84 \text{ KN} \cdot \text{m} = 53840 \text{ N.m}$$

Flexion simple Section rectangulaire avec Acier FeE400

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{71830}{53840} = 1,33$$

$$a = 0,135 < \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \sigma_b = 15\text{MPa}$$

❖ Conclusion \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

$$\sigma_b < \sigma_b = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible .

(Aucune vérification pour (σ_s))

En appuis :

❖ Cas fondamentaux :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

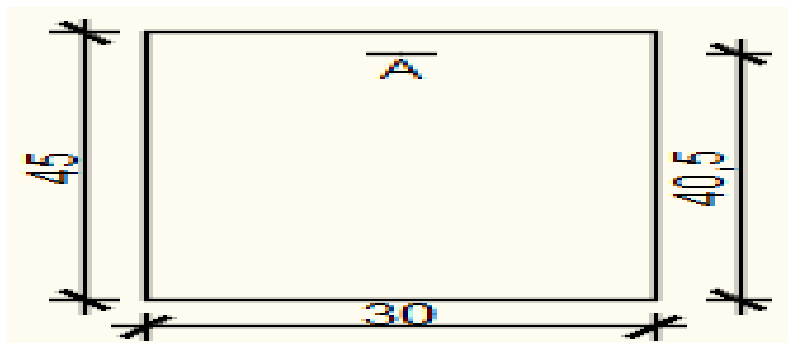


Fig.VI.2: Section de calcul en Appuis .

B ➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\overset{u}{M} = 139,39 \text{ KN} \cdot \text{m} = 139390 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{\overset{u}{M} a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{139390}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,199$$

$$\mu = 0,199 < \mu_L \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_i$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,281$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \Rightarrow \beta = 0,88$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{139390}{348 \times 0,88 \times 40,5} = 11,23 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- ❖ Situation accidentelle :

$$M_a^{acc} = 144,5 \text{ KN.m} = 144500 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{144500}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,15$$

$$\mu = 0,15 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,92$$

- Détermination des armatures :

$$A^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{144500}{400 \times 0,92 \times 40,5} = 9,69 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_t = 11,23 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$3T10 + 3T20 \Rightarrow A = 11,23 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a = 101,87 \text{ KN.m} = 101870 \text{ N.m}$$

Flexion simple Section rectangulaire avec Acier FeE400

$$\alpha ? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_c 28 \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{139390}{101870} = 1,36$$

$$a = 0,281 < \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_c \quad 28 \quad \sigma_b = 15 \text{MPa}$$

❖ Conclusion \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible .

(Aucune vérification pour (σ_s))

c) Calcul des armatures transversales :

L' effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne,

et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

Tu

$$\text{max} = 147,14 \text{ KN} = 147140 \text{ N}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_c \quad 28$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 40,5 \Rightarrow a = 36,45 \text{ cm}$$

$$T_u = 147140 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

Donc : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures Longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{T_u}{f_e} + \frac{M_u}{0,9 \times d} \quad \left. \vphantom{\frac{T_u}{f_e}} \right| \cdot 10$$

$$A_{inf} = 6,03 \geq \frac{1,15}{400} \left(\frac{147140 + 139390}{0,9 \times 36,45} \right) \cdot 10 = 4,35 \text{ cm}^2$$

Donc : Il n' ya aucune influence de l' effort tranchant sur les armatures longitudinales Inférieures.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{147140}{30 \times 36,45 \times 100} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,34 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}) \quad [\text{C.B.A93 / Art}$$

A.5.1.2.1]

$\tau_u = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

✓ Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{l_{\min}}{35} ; 10 \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,47 \right) = 1,28 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (2cadre).

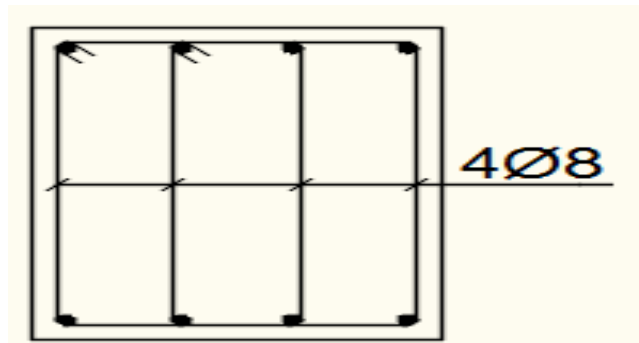


Fig. VI. 3 : Armatures transversales.

✓ L'espace des armatures transversales :

a) Selon le BAEL91 :

$$\frac{A_t}{b \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1 ; \cos \alpha = 0$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.80 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.80 \times 235}{30 \times (1.34 - 0.3 \times 2.1)} = 17.74 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 31.5 ; 40) \text{ cm} = 28.35 \text{ cm} .$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 17.74 \text{ cm}$$

b) Selon le RPA99/ version 2003 :

○ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \cdot 1.47\right) = 11.25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 11.25 \text{ cm}$$

○ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow \delta_t = 22.5 \text{ cm}$$

Donc :

$\delta_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$\delta_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

✓ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

○ Zone nodale :

$$\circ A_{t \min} = 0.005 \times 10 \times 30 = 1.5 \text{ cm}^2.$$

○ Zone courante :

$$A_{t \min} = 0.005 \times 15 \times 30 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

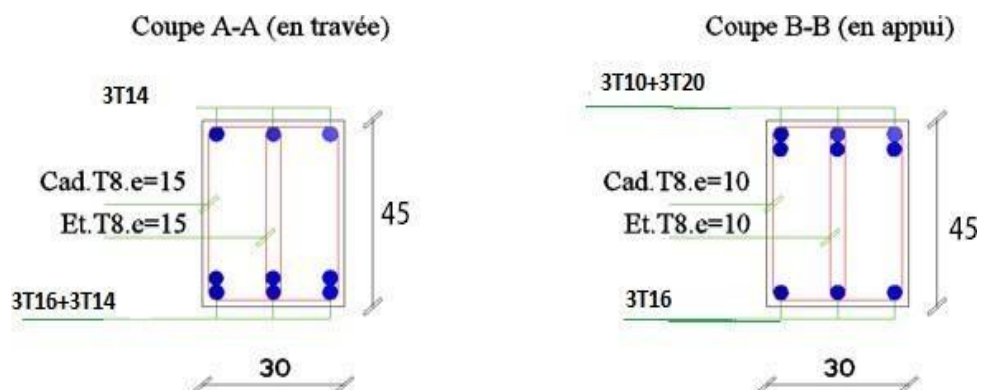
$$L_r = 40 \cdot \phi_{L \max}$$

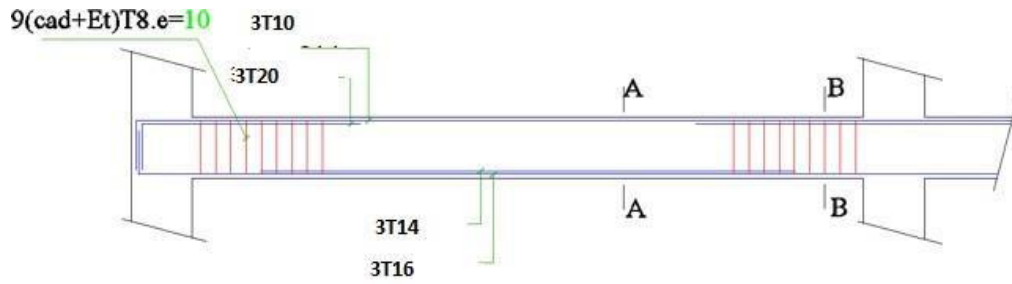
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

Type des poutres		A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisies	A_{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales	Travées	1,47	6,75	10,65	3T16+3T14	10,65	60
	Appuis	1,47	6,75	11,23	3T10+3T20	11,43	70
Poutres secondaires	Travées	1,47	5,25	7,4	5T14	7,70	60
	Appuis	1,47	5,25	6,10	4T14	6,16	70

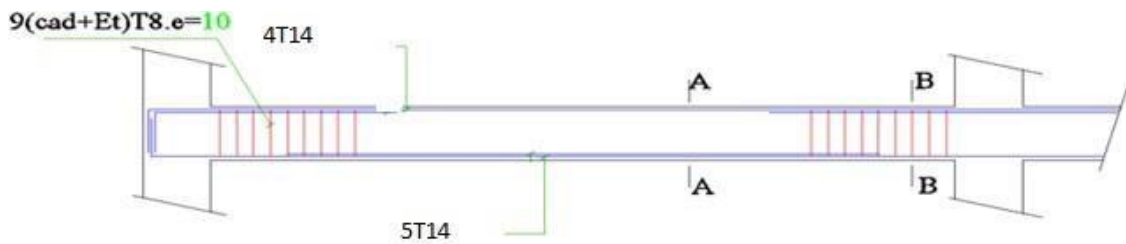
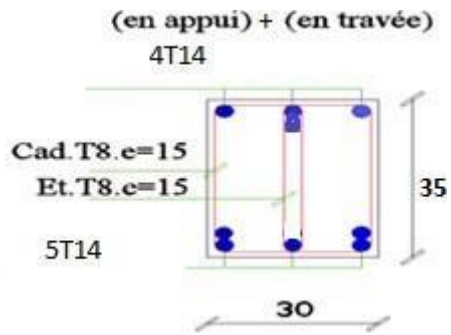
VI.2.1 / Dessin de ferrailage :

a) Poutres principales :





a) Poutres secondaires :



VI. Etude des voiles

VI.1- Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieure à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure.

VII.2- Ferrailage des voiles de contreventement :


Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

✓ Des aciers verticaux ;

✓ Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes : •

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$  [RPA99/2003/V.5.2]
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VI.2.1- Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire (figure VII.1) , et seront calcul à la flexion composées [RPA99/v.2003/7.7.4].

➤ Condition le Règlement Parasismique

Algérienne version 2003/7.7.4.1 :

- Armatures minimales:

✓ A chacune des extrémités du voile $\longrightarrow AV \geq 4HA10$.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Espacement des barres verticales:

$S = \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$ en zone courante ; À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (**figure VII.3**). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leq \frac{L}{10} \cdot e$

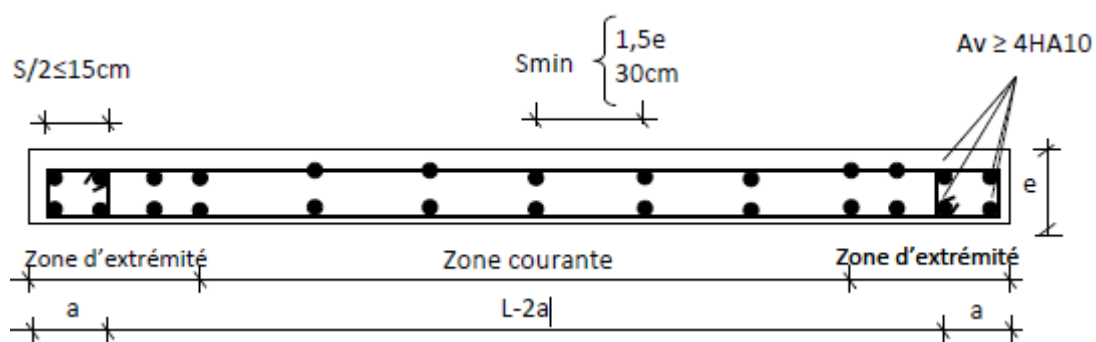


Fig.VII.3 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{c_u - 0,3 f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$k = 0$ (Pas de reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$

➤ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur

De 10Φ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

✓ Les deux nappes d'armatures doivent être disposées vers l'extérieure.

✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

▬ Globalement dans la section du voile 0,15%

▬ En zone courante 0,10%

❖ Exemple de calcul :

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (Etabs) ; les sollicitations maximales sont :

❖ Situation accidentale :

Cas 1 :

Les sollicitation prises en compte sont :

$N = -2353,15 \text{ KN}$

$M_{xx} = 1295,18 \text{ KN.m}$

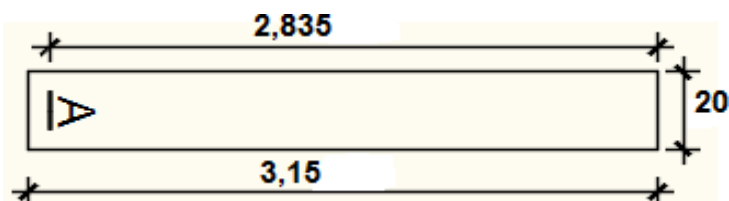


Fig.VII.4: Section du calcul de voile suivant l'axe xx.

✓ **Position du point d'application l'effort normal N :**

$$e = \frac{Mx}{N} = \frac{1295,18}{2353,15} = 0,55m = 55cm < \frac{h}{2} = 157,5$$

⇒ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

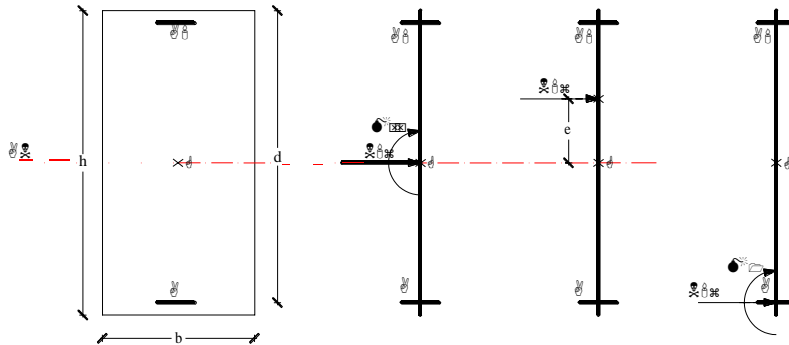


Fig.VII.5: Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'1 \times (d - c1) - M1$$

(I)

(II)

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M1 = M'1 + N'1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M1 = 1295,18 + 2353,15 \times \left(2,835 - \frac{3,15}{2} \right)$$

$$M1 = 4260,149 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 315 - 0,81 \times 31,5) \times 14,2 \times 20 \times 315$$

$$(I) = 72140,544 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2353,15 \times (283,5 - 31,5) - 1295,18$$

$$(II) = 5916,986 \text{ KN.m}$$

Conclusion :

(I) = 72140,544 KN.m > (II) = 5916,986 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{426014,9}{14,2 \times 20 \times (283,5)^2} = 0,01$$

$\mu = 0,01 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

• Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{426014,9}{400 \times 0,99 \times 283,5} = 3,79 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3,79 - \frac{2353150}{100 \times 400} = -5,50 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

• Les armatures minimales : **RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(315 - 2 \times 20) \times 20] \times 0,10\% = 5,5 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = [0,15\% \times L \times e] - 2 A_v \Rightarrow A_2 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_1; A_2) \Rightarrow A = 9,42 \text{ cm}^2$$

: Choix des armatures :

$$3T20 \longrightarrow A = 9,42$$

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

$$e^{\circ} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{544,71}{1914,66} = 0,28m < \frac{h}{2} = 52,5cm \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

$$b=20\text{cm} ; h=315 ; c=31,5 ; d=283,5\text{cm et } A'1=A'2=9.42\text{cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'1 + A'2) = 20 \times 315 + 15(9.42 \times 2) = 6582.6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'1 \times d' + A'2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{6582,6} \times \left[\frac{20 \times 315^2}{2} + 15 \times (9,42 \times 283,5 + 9,42 \times 283,5) \right] = 162,90 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 315 - 162,90 = 152,1 \text{ cm}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'1 \times (V_1 - d')^2 + A'2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{xx'} = \frac{20}{3} \times (162,90^3 + 152,1^3) + 15 \times [9,42 \times (162,90 - 283,5)^2 + 9,42 \times (283,5 - 162,90)^2]$$

$$I_{xx'} = 32334790,10 \text{ cm}^4$$

$$MG = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 544,71 - 1914,66 \times \left(\frac{315}{2} - 162,9 \right) = 75,31$$

• **Verification exacte :**

$$e_G = \frac{MG}{NG} \leq \frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'1 + A'2)] \times V_2} = \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{MG}{NG} = \frac{7531}{1662,57} = 4,52 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'1 + A'2)] \times V_2} = \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2} = \frac{32334790,10}{6582,6 \times 152,1} = 32,29 \text{ cm}$$

$$e_G = 4.52 \text{ cm} < \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2} = 32,29 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée (SEC).}$$

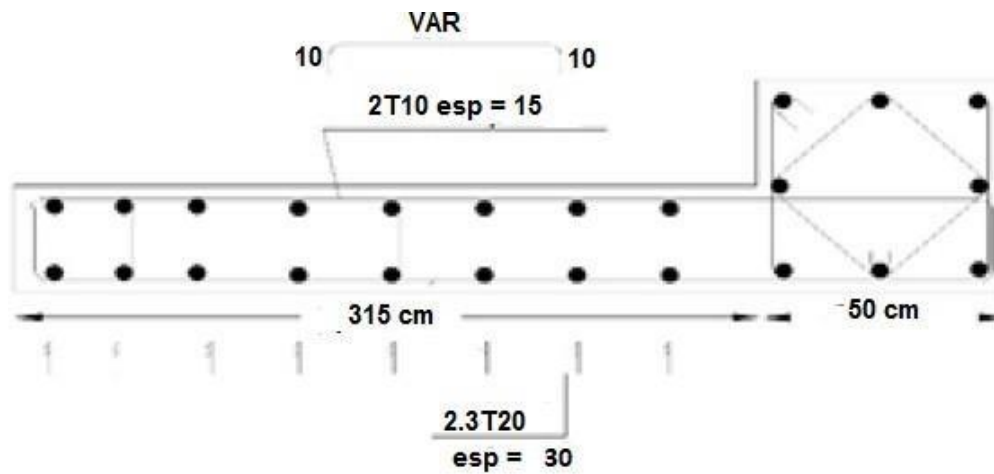
$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{191466}{658260} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{MG}{I_{xx'}} = \frac{7531}{32334790,10} = 0,0002$$

$$\sigma_{b1} = \sigma_0 + K \times V1 = 0,29 + 0,0002 \times 162,9 = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b1} = 0,32 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

=> les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.



VI.3.3- Etude des poteaux :

➤ 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 poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_y , M_z) (voir fig. VII.3.3.1),

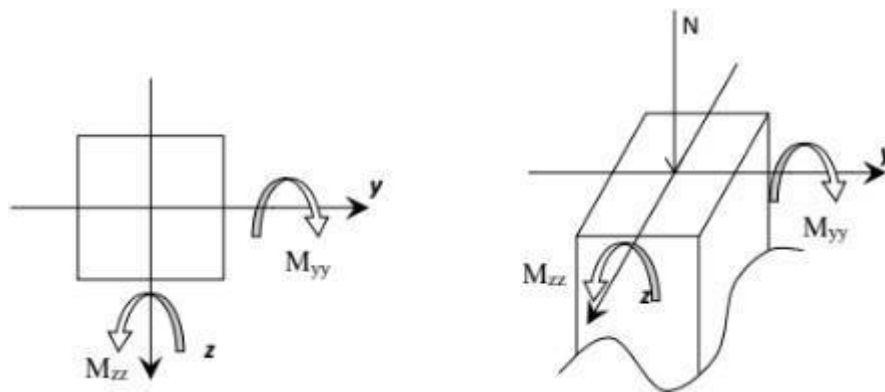


Fig.VI.6 : Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- ❖ Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- ❖ Une section entièrement tendue (s.e.t).
- **Section partiellement comprimée :**

Une section partiellement comprime si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression si de trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouvée à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifie :

Avec M_1 : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec M_1 : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

- **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée \Rightarrow le diagramme des déformations passe par le pivot C

[Domaine 3] caractérise par $\epsilon_b = 2\%$ pour la fibre située à $\frac{3}{7}$ de la fibre la plus comprimée

- **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

VI.3.3.3- Ferrailage des poteaux :

a) Ferrailage réglementaire :

1) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :

- **Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (Zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de
 - $\sqrt{40 \Phi}$ en (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - $\sqrt{25\text{cm}}$ en (Zone IIa).
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone Critique)
 - Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$\sqrt{L'} = 2h$$

$$\sqrt{h'} = \max\left(\frac{L}{e}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

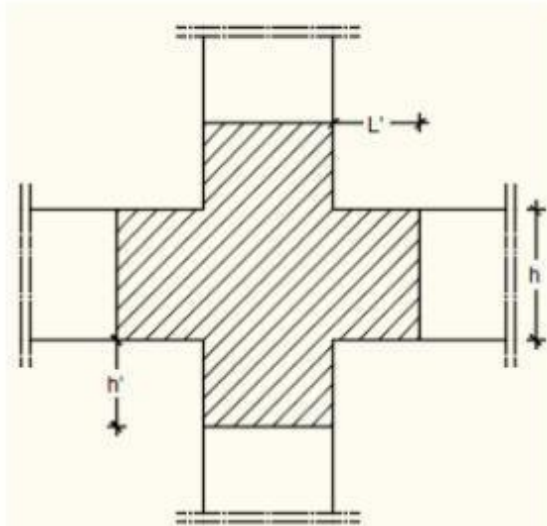


Fig. VI.8: zone nodale [RPA99/2003.Fig.7.2].
poteau

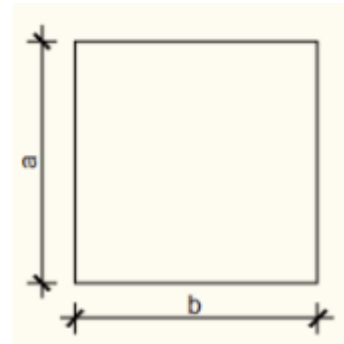


Fig.VI.7: Section de calcul du poteau

Avec :

h: la hauteur de la poutre ;

b et a : dimension du poteau et

he: la hauteur libre entre deux niveaux.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{\Delta t}{\delta} \geq \frac{\rho a * T_u}{a * f_e} \quad [\text{RPA99/7. 4. 2. 2}]$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ultime

a : Hauteur totale de la section brute

f_e: Limite élastique des armatures transversales et

a: Coefficient dépendant de l'élançement géométrique

$$\rho a = 2.5 \text{ si } \lambda \geq 5 \quad \lambda = \frac{L_f}{a}$$

$$\rho a = 3.75 \text{ si } \lambda \leq 5$$

δ t: Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

✓ Zone nodale: $\delta < t_{\min} (10\phi_L; 15\text{cm}) \dots\dots\dots$ (zone IIa).

✓ Zone courante: $\delta t < 15\phi.L \dots\dots\dots$ (Zone IIa).

ϕ_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

: Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta b.d}$ en % est donnée comme suit :

- Si: $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si: $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si: $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

➤ **2) Règlement BAEL91 :**

La section AL des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark AL \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{mL} \\ \checkmark 0,1 \% B \leq AL \leq 4\% B \end{array} \right\} \text{ Pour section entièrement comprimée.}$$

Avec B : la section totale du poteau.

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} \geq \max \left[0.2 \frac{b.h}{100}, 8 \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 f_t 28}{F_e} . b . d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple}$$

➤ **Armature transversale: [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre minimal des armatures transversales :

Et l'espacement : $\delta t = \min (15\phi_{\min}, 40 \text{ cm}, (b + 10) \text{ cm})$

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\phi_{L\min}$: plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois Cours des armatures transversales.

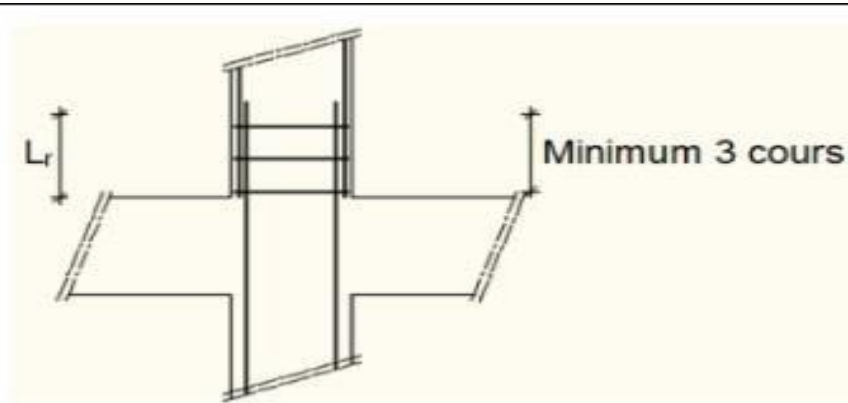


Fig. VI.9: Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Combinaisons	Section [cm ²]		Poteau (50x50)	Poteau (45x45)	Poteau (40x40)	Poteau (35x35)
		Nmax [KN]		1854.4	1392.35	937.41
	My [KN.m]		0.61	0.06	0.14	.37
			-4.86	-9.83	-9.5	-11.4
	Nmax [KN]		-329.57	270.98	160.46	60.46
	My [KN.m]		-2.23	0.13	0.58	0.53
	Mz [KN.m]		-19.55	52.03	54.52	40.97
	Nmax [KN]		671.41	423.65	229.87	165.87
	My [KN.m]		59.74	75.76	74.14	61.9
	Mz [KN.m]		-18.56	13.15	13.11	9.06

	Nmax [KN]		985.85	969.08	569.88	74.03
	My [KN.m]		4.94	1.53	1.43	14.8
	Mz [KN.m]		66.52	79.33	71.52	68.46

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants

Exemple de calcul :

➤ **Ferraillage du poteau de section (50.50) cm² :**

• **Les armatures longitudinales :**

❖ **Situation durable et transitoire :**

Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35G+1,5Q)

b = 50cm h= 50cm d= 45cm

cas n 1 :

sens xx :

N=1854.4KN Mx=0.61 KN .m

$$e_o = \frac{M_x}{N} = \frac{0.61}{1854.4} = 0.00032 \text{ m} \Rightarrow 0.032 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4.16$$

On a une compression excentrée :

$$A = \frac{N-100*B*\delta}{100*\delta} < 0$$

$$A = \frac{185440-100.50.50.45}{100.348} \leq 0 \quad A'1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\Lambda = \sqrt{12} \cdot \frac{L_f}{h} \quad \text{avec } L_f = 0,7 \times L_0$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214.2}{50} = 14.84$$

$$\lambda < 5 \Rightarrow \alpha = 0,82$$

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} ; \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N1 = \alpha \cdot N \Rightarrow 1854.40 \cdot 0.82 = 1520.608$$

$$M'1 = N1 \cdot e1 \quad e1 = ea + eo = 2.031 + \frac{h}{2} = 25$$

$$= 3089.87$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

❖ Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M1 = N1 \times e' \text{ avec : } e' = e1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 20.036 \text{ cm}$$

$$= 335.0203 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$(2) = N1 (d - c1) - M1 \Rightarrow 277.15806$$

(1) > (2) donc :

Section partiellement comprimée , le calcul se ramené en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{335020.3}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0.23$$

$$\mu = 0,26 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.34$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,864$$

$$A1 = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = 24.76 \text{ cm}$$

$$A = A1 - \frac{N}{100 \times \sigma} = 25.34 - \frac{342926.9}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Sens yy :

$$N = 1854.4 \text{ KN} \quad M_y = -4.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_o = \frac{4.86}{1854.4} = 0.0026 \text{ m} \Rightarrow 0.26 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0.82$$

$$ea = 2 \text{ cm}$$

$$N1 = \alpha \cdot N \Rightarrow 1854.4 \cdot 0.82 = 1520.608$$

$$M'1 = N1 \cdot e1 \quad e1 = 2.26 < 25$$

$$M'1 = 3436.574$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

❖ Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M1 = N1 \times e' \text{ avec : } e' = 22.26$$

$$= 338.352 \text{ K N} \cdot \text{m}$$

$$N1 (d-c1) - M1 = 279.88$$

Section partiellement comprimée , le calcul se ramené en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{338352}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0.23$$

$$\mu = 0,238 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.98$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,864$$

$$A = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{338352}{348 \cdot 0,864 \cdot 45} = 25$$

$$A = A1 - \frac{N}{100 \sigma} = 25 - \frac{1854400}{34800} < 0 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Cas n 2

Sens xx

$$N = -329.57 \text{ KN} \quad M_x = 2.23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_o = \frac{M_x}{N} = \frac{2.23}{329.57} = 0.00676 \Rightarrow 0.67 \text{ cm} < 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

On a une compression excentrée

$$A = \frac{N - 100 \cdot B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = \frac{273640 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0,82$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \cdot 329.57 = 270.2474$$

$$M'1 = N1 \cdot e1 = 721.560$$

$$e1 = e + e_a = 2 + 0,31 = 2,67 < 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

❖ Verification si la section est partiellement comprimée :

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M1 = N1 \times e' \text{ avec : } e' = e1 + (h/2 - c) = 22,67$$

$$= 61.265085$$

$$(2) = N1 (d - c1) - M1$$

$$= 3969.367$$

$$(1) > (2) \text{ donc :}$$

Section partiellement comprimée , le calcul se ramène en flexion simple de la même section

sollicitée par la moment

$$\mu = \frac{M1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6126.5085}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

$$A = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6126.508}{348 \times 0,98 \times 45} = 3,9$$

$$A = A1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3,26 - \frac{273.64}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Sens yy :

$$N=329.57 \text{ kN} \quad M_y=19.55 \text{ KN.m}$$

$$E_o = \frac{N}{M_y} = \frac{19.55}{329.57} = 0.059 \Rightarrow 5.9 \text{ cm} \quad 4,16 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de}$$

On a une compression excentré

$$A = \frac{N - 100 \cdot B \times b}{100 \times \sigma_s} = \frac{329.57 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.82$$

$$ea = 2 \text{ cm}$$

$$N_1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \cdot 329.57 = 270.24$$

$$M'_1 = N_1 \cdot e_1 = 2134.954$$

$$e_1 = e + ea = 2 + 5.9 = 7.9 < 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

❖ Verification si la section est partiellement comprimée

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + (h/2 - c) = 27.9$$

$$= 75.39696$$

$$(2) = N_1 (d - c_1) - M_1$$

=

(1) > (2) donc :

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section

sollicitée par la moment

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d} = \frac{75396.9}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0.0524$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0625$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{75396.9}{348 \times 0,98 \times 45} = 4.912$$

$$A = A1 - \frac{N}{100 \times \sigma} = 4.912 - \frac{32957.0}{34800} < \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Cas n 3 :b**Sens xx :**

$$N=671.41 \text{ KN} \quad Mx= 59.74 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{Mx}{N} = \frac{59.74}{671.41} = 0.089 \Rightarrow 8.9 \text{ cm}$$

On a une compression excentrée

$$A = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \sigma_s} = \frac{671.41 - 100 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 14,20}{100 \cdot 348} \leq 0 \rightarrow A'1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.82$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \cdot 550 = 556.2$$

$$M'1 = N1 \cdot e1$$

$$e1 = e + e_a = 2 + 8.9 = 11.9 < 25 \text{ cm}$$

$$M'1 = 6551.61$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

❖ Verification si la section est partiellement comprimée

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn.m}$$

$$M1 = N1 \times e' \text{ avec : } e' = e1 + (h/2 - c) = 31.9$$

$$M1 = 65.51618$$

$$(2) = N1 (d - c1) - M1 = 154.706$$

$$(1) > (2) \text{ donc :}$$

Section partiellement comprimée , le calcul se ramené en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

$$\mu = \frac{M1}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{56516.18}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0.03$$

$$\mu = 0,04 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A1 = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{56516.18}{348 \times 0,98 \times 45} = 3.682$$

$$A = A1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 3.682 - \frac{671.41}{100 \cdot 348} \leq 0 \rightarrow A'1 = 0 \text{ cm}^2$$

Sens yy :

$$N = 671.41 \text{ KN.}$$

$$M_y = -18.56 \text{ KN.m}$$

$$e_o = \frac{M_y}{N} = \frac{18.56}{671.41} = 0.027 \Rightarrow 2.7 \text{ cm}$$

$$A \leq 0 \rightarrow A'1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.82$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \cdot 550 = 550 \cdot 0,82$$

$$M'1 = N1 \cdot e1$$

$$e1 = e + e_a = 2 + 2.7 = 4.7$$

$$M'1 = 2587.61$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

❖ Vérification si la section est partiellement comprimée

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn .m}$$

$$M1 = N1 \times e' \text{ avec : } e' = e1 + (h/2 - c) = 24.7$$

$$= 135.987$$

(1) > (2) donc :

Section partiellement comprimée , le calcul se ramené en flexion simple de la même section

sollicitée par la moment

$$\mu = \frac{M1}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{135987}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0.09$$

$\mu = 0,09 < \mu L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas ; $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1175$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.953$$

$$A1 = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{135987}{348 \times 0,953 \times 45} = 9.11$$

$$A = A1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 9.11 - \frac{671410}{100 \cdot 348} \leq 0 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

Cas n4

Sense xx

$$N = 985.85 \text{ KN} \quad M_x = 4.94 \text{ KN.m}$$

$$e_o = \frac{M_x}{N} = \frac{4.94}{985.85} = 0.00501 \Rightarrow 0.501 \text{ cm}$$

On a une compression excentré

$$A = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \times \sigma_s} = \frac{671.41 - 100 \cdot 50 \cdot 14,20}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.82$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \cdot 985.85 = 808.379$$

$$M'1 = N1 \cdot e1$$

$$e1 = e + e_a = 2 + 0.51 = 2.51$$

$$M'1 = 20.29076$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

❖ Vérification si la section est partiellement comprimée

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M1 = N1 \times e' \text{ avec : } e' = e1 + (h/2 - c) = 22.51$$

$$= 181.9661$$

$$(2) = N1 (d - c1) - M1 = 186.55$$

(1) > (2) donc :

Section partiellement comprimée , le calcul se ramené en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

$$\mu = \frac{M1}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{181966.1}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0.12$$

$$\mu = 0,12 < \mu L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.16$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.936$$

$$A1 = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{181966.1}{348 \times 0,94 \times 45} = 12.36$$

$$A = A1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 12.36 - \frac{985850}{34800} \times 348 \times 0,94 \times 45 \text{ Sens } yy :$$

$$N = 985.85 \text{ KN} \quad M_x = 66.52 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_o = \frac{M_x}{N} = \frac{66.52}{985.85} = 0.074 \Rightarrow 7.4 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0.82$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N1 = \alpha \cdot N' \Rightarrow 0,82 \cdot 985.85 = 808.379$$

$$M'1 = N1 \cdot e1$$

$$e1 = e + e_a = 2 + 7.4 = 9.4$$

$$M'1 = 7598.7626$$

Le point d'application de la force de compression normale est dans la section

- Vérification si la section est partiellement comprimée

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$= (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 \times 0,01 \Rightarrow (1) = 4544 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M1 = N1 \times e' \text{ avec : } e' = e1 + (h/2 - c) = 29.4$$

$$= 237.6673 \text{ kn.M}$$

$$(2) = N1 (d-c1) - M1 = 230.4$$

(1) > (2) donc :

Section partiellement comprimée , le calcul se ramené en flexion simple de la même section sollicitée par la moment

$$\mu = \frac{M1}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{237667.3}{14,2 \times 50 \times (45)^2} = 0.17$$

$$\mu = 0,17 < \mu L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.77$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.692$$

$$A1 = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{237667.3}{348 \times 0,692 \times 45} = 21.93$$

$$A = A1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 21.93 - \frac{985850}{34800} \leq 0 \rightarrow A'1 = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$\text{Selon le BAEL91 : } A_{min} \geq \max \left[0.2 \times \frac{b \cdot h}{100} \cdot 8 \times \frac{bh}{100} \right]$$

$$\text{Selon RPA : } 0,8\% B \Rightarrow B = b \times h$$

Conclusion

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min \text{ rpa}} ; A_{min \text{ bael}})$$

Type	Section [cm ²]	A CL [cm ²]	Am RPA /BAEL [cm ²]		ChoIx	A Adopté [cm ²]	Recouvrement [cm]
1	(50×50)	0	20	8	4T20+4T16	20.61	48 / 64
2	(45×45)	0	16,2	7,2	4T20+4T16	20.61	80 / 64
3	(40×40)	0	12	6,4	4T16+4T14	14.20	64
4	(35×35)	0	9,8	5,6	8T14	12.32	56

a. Verification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats Etabs : $T_{max} = 173.31 \text{ KN}$

$$r = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{173310}{50 \times 50 \times 100} = 0.7$$

$$\tau_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\delta b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0,7 \text{ MPa} < \tau_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

Recouvrement :

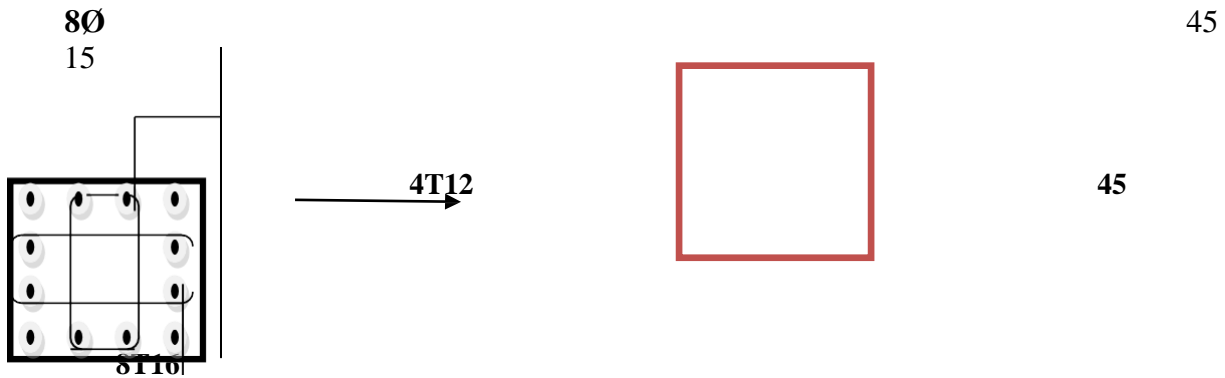
D'après le RPA99 V2003 :

La longueur minimale de recouvrement est de :

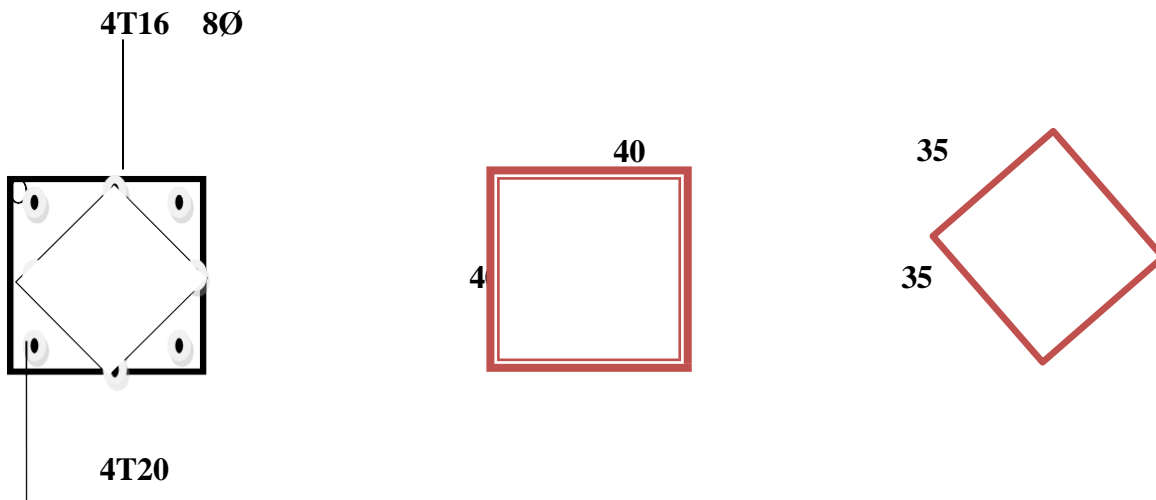
Ø40 en zone IIa.

❖ Ferrailage des poteaux :

• Poteaux 50 x 50 :

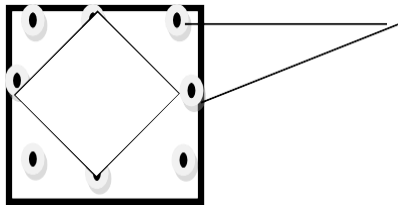


• Poteaux 45 45 :

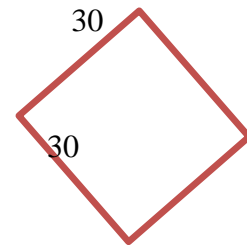
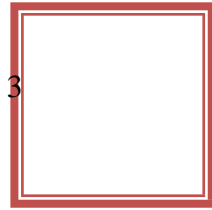


• Poteaux (40.40):

8Ø

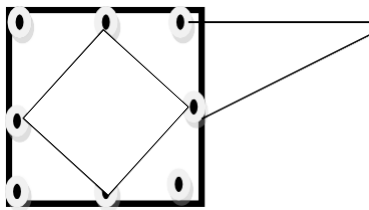


8T16

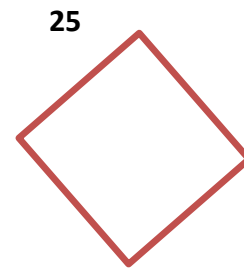
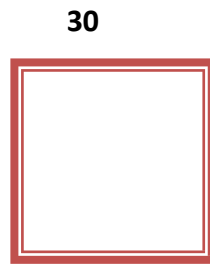


: Poteaux (35.35) :

8Ø



8T14



CHAPITRE VIII

VIII. Etude des fondations

VIII.1 - Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Une fondation sert à :

- Réaliser l'encastrement de la structure ;
- La bonne répartition des charges et
- Limiter les tassements du sol.

VIII.1.1- Choix du type de fondation :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Le raison économique (ferraillage).
- La facilité de réalisation (coffrage).

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à :

$$\sigma_{\text{Sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

VIII.1.2- Types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées : placées sous un poteau
- Semelles filantes : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés
- Radier général.

b) Fondations superficielles :

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

VIII.1.3- Les combinaisons d'action :

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$ [RPA99/2003/A.10.1.4.1]
- $0,8G \pm E$

D'après le DTR de l'article 2.33.1

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$ [DTR/A.2.3.3.1]

VIII.2.1- Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que :

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée : il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation

VIII.2.2- Pré dimensionnement :

VIII.3- Etude 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. Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

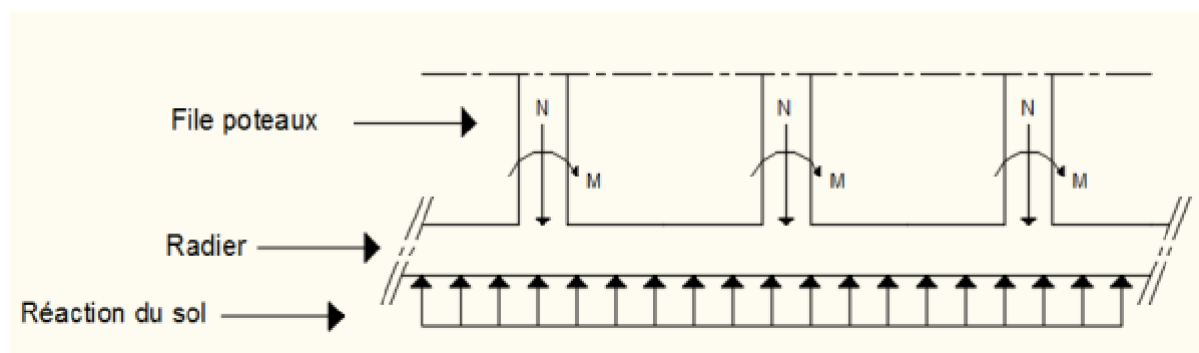


Fig. VIII.1: Schéma statique du radier général

VIII.3.1- Pré-dimensionnement du radier : Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

❖ Hauteur du radier:

Le pré-dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer son hanteuse pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes conditions suivantes :

- Condition forfaitaire (fléché) ;

- Condition de rigidité ;
- Condition de non cisaillement et
- Condition de non poinçonnement. Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 4 \text{ m}$$

$$L_y = 4.5 \text{ m}$$

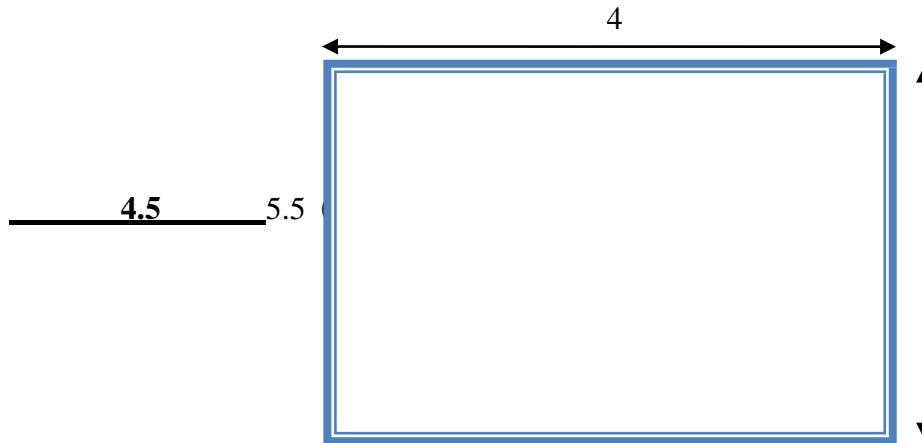


Fig. VIII.3: Panneau le plus sollicité

• **Condition forfaitaire (fléché) :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6.95 \text{ m}$$

$$\frac{5.5}{8} \leq h \leq \frac{5.50}{5} \Rightarrow 86.875 \leq h \leq 139 \text{ (On prend } h=100 \text{ cm)}$$

• **Condition de rigidité**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi L_e}{2}$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4.D}} \quad \text{et} \quad D = E . I \quad \Rightarrow \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol

Pour un sol de densité moyenne, $K=40 \text{ MN/m}^3$ [1].

E : module de Young du béton ($E=3.104 \text{ MPa}$) ;

I : inertie du radier ; $\frac{b.h^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas $L = 6.95$ m

On prend $h = 100$ m

• Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]

(Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \tau_{uB} = 0,07 \frac{f_{ct28}}{\gamma_B} = \tau_{uB} = 2.50$ MPa

$$r = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{T_u}{b \times 0,9h} \leq \tau_{uB} \text{ [BAEL91/A5.1,1]}$$

$T_{\max} = \max (T_x \max ; T_y \max)$

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle

τ_{uB} : Contrainte tangentielle admissible

T_{\max} : Effort tranchant max

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 \Rightarrow$ le panneau de dalle travail suivant deux directions.

Donc :

$$T_x = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

• Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]

$$N_u \leq 0,045 \times UC \times h \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_B} \dots \dots \dots (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

UC: Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : Epaisseur totale du radier

Pour notre structure ;

$N_{u \max} = 1854.4$ KN (Appliquée par un poteau de section carré (50x50) cm²)

$$UC = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$UC = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h)$$

a: section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$Nu \leq 0,045 \times 2 \times (0,5 + 0,5 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$Nu \leq 0,045 \times 2 \times (0,5 + 0,5 + 2h) \times h \times 16,67$$

$$3h^2 + 1,5h - Nu \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_{\text{umax}} = 1854.4 \text{ KN} = 1.8544 \text{ MN}$$

On aura : $h = 100 \text{ cm}$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale :

$$h = 100 \text{ m}$$

≥ La hauteur des nervures:

$$h_n \geq \frac{l_{\text{max}}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 60 \text{ cm}$$

≥ Epaisseur de la dalle:

$$h_0 \geq \frac{l_{\text{max}}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 40 \text{ cm}$$

VIII.3.2- Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y - b_0}{2} \right)$$

$$l_x = 400 \text{ cm} \quad ; \quad l_y = 550 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{l_x}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{l_y - b_0}{2} = \frac{550 - 35}{2} = 257.5 \text{ cm}$$

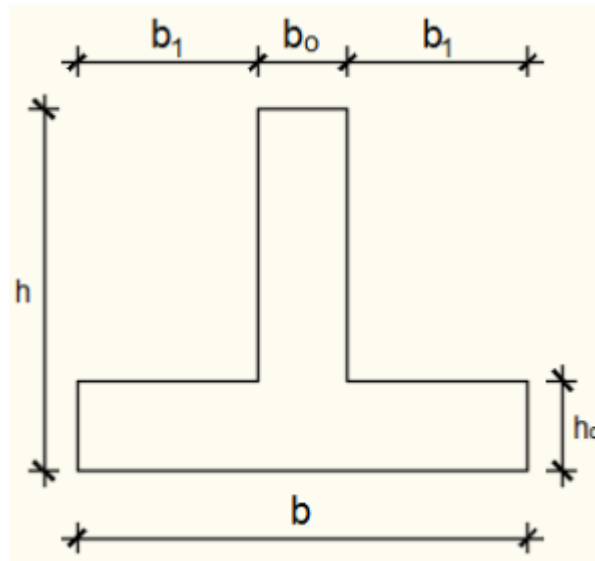


Fig. VIII.4: dimension de la poutre

Tableau VIII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements:

Type des poutres	H [cm]	h0 [cm]	b0 [cm]	b1 [cm]	b [cm]
Poutre principale	100	40	35	45	125
Poutre secondaire	100	40	35	45	125

VIII.3.3- Détermination des sollicitations :

a) Caractéristiques du radier :

$$h = 100\text{cm} \quad h_0 = 40\text{cm} \quad h_n = 60\text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier : } S = 482\text{ m}^2$$

$$\text{Abscisses du centre de gravité du radier : } V_x = 15.45\text{ m} ; V_y = 8.019\text{ m}$$

b) Calcul du poids propre du radier P_r :

$$\text{Poids du radier sans poutres : } p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$$

Avec :

h_0 : Épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton.

Poids des poutres principales : $pp = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Poids des poutres secondaires : $ps = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 482 \times 0,4 \times 25 = 4820 \text{ KN}$$

$$pp = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 59,4 \times (1 - 0,4) \times 0,35 \times 25 = 311,85 \text{ KN}$$

$$ps = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 50,1 \times (1 - 0,4) \times 0,35 \times 25 = 175,35 \text{ KN}$$

$$pr = p_1 + pp + ps = 4820 + 311,85 + 175,35 = 5307,2 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitation Q_r :

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 482 \Rightarrow Q_r = 2410$$

c) Combinaisons d'actions :

❖ Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):

$$N_u = N_{u1} + N_{u2} \text{ avec : } N_{u1} = 1,35G + 1,5Q ; N_{u2} = 1,35pr + 1,5Q_r$$

Avec :

N_{u1} : Resultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par Le logiciel Etabs sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_{u1} = 28570,9300 \text{ KN}$$

$$N_{u2} = 1,35pr + 1,5Q_r = 1,35(5307,2) + 1,5(2410) = 10779,72 \text{ KN.m}$$

$$N_u = N_{u1} + N_{u2} = 39349,39 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 7,41 \text{ KN. m} ; M_y = 22,82 \text{ KN. M}$$

❖ Etat limite service (E.L.S) : (G + Q) + (Pr + QR) :

$$N_{S1} = G + Q \Rightarrow N_{S1} = 22171,2505 \text{ KN}$$

$$N_{S2} = pr + Q_r \Rightarrow N_{S2} = 7717 \text{ KN.m}$$

$$N_s = N_{s1} + N_{s2} = 22171,2505 + 7717 = 29888,2505 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 4,055 \text{ KN. m} ; M_y = 14,122 \text{ KN. M}$$

❖ Situation accidentelle (ACC) : [(G + Q ± E) + (pr + Qr)] et [(0,8G ± E) + 0,8pr]

$$N_{acc1} = 20846,8105 \text{ KN}$$

$$N_{S2} = pr + Q_r \Rightarrow N_{S2} = 7717 \text{ KN.m}$$

$$N_{acc} = N_{acc1} + N_{acc2} = 28563,8105 \text{ KN.m}$$

$M_x = 54,7134 \text{ KN. m}$; $M_y = 190,41 \text{ KN. M}$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

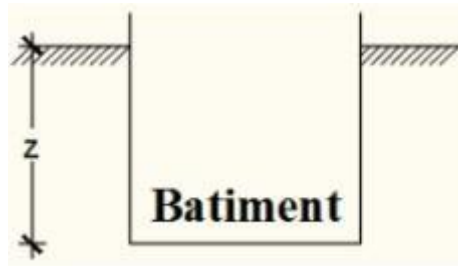


Fig.VIII.6 : L'encrage de de la structure.

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage et

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Batiment}} + P_{\text{radier}} = 19028,6255 + 5307,2 = 24335,8225$$

$$1,5 \times 482 \times 10 \times 3,166 = 22890,18 \text{ KN.m}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.

VIII.4- Ferrailage du radier :

VIII.4.1- Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

B) Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1$ Tapez une équation ici.m

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4,00 \text{ m} \quad l_y = 5,50 \text{ m}$$

On a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{5.5} = 0.72$ le panneau travaille suivant deux directions.

- $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow$ Suivant la direction l_x ;
- $M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow$ Suivant la direction l_y .

D' apres logicielle le robot :

Sens	M travée [KN.m](ELU)	M appuis [KN.m](ELU)	M travée [KN.m](ELS)	M appuis [KN.m](ELS)
Sens X-X	70.39	-142.28	51.51	-103.48
Sens Y-Y	98.34	-204.44	71.81	-149.28

Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées :

• **Calcul des armatures :**

B. Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2$ cm

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

(B.A.E.L 91).

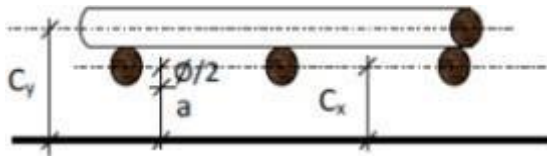


Fig. VIII.7: Enrobage.

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

= 40 mm \Rightarrow on prendra

$$\varnothing = 20 \text{ mm}$$

$$C_x = a + \frac{\varnothing}{2} = 4 \text{ cm}$$

$$C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$dx = h_0 - C_x = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$dy = h_0 - C_y = 40 - 8 = 32 \text{ cm}$$

• **Calcul du ferrailage de la dalle pleine**

❖ **Sens X-X :**

a) **En travées :**

$$M_{ux} = 70.39 \text{ KN} \cdot \text{M} \quad \Rightarrow \quad M_{ux} = 70390 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ux}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{70390}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0.0382$$

$$\mu = 0,0382 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

• Détermination des armatures :

$$\frac{M_{uX}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{70390}{348 \times 0,98 \times 36} = 5.732 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5.732 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$2T20 \rightarrow A = 6.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$D = \frac{A \cdot 15}{b} = \frac{6.28 \cdot 15}{100} = 0.942$$

$$E = 2 \times dx \times D = 2 \times 35 \times 0.942 = 65.94 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.942 + \sqrt{(0.942)^2 + 65.94} = 7.232 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} - 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 79167.93 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{51510}{79167.93} = 0.65$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.65 \times 7.232 = 4.7008 < \sigma_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.65 \times (36 - 7.232) = 280.488 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_t / 28}\right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_{cb} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \sigma_s = 201,63 \text{ MPa} \} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{51510}{201,63 \times 100 \times (36)^2} = 0.0020$$

$$\mu_1 = 0.0020 \text{ d'après le tableau } K_1 = 185 \quad B_1 = 0.935$$

$$\sigma_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{185} = 1.089 \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{51510}{201.63 \times 0.935 \times 36} = 7.63 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$4T16 = 8.4$$

d) En appuis :

$$M_a = -142.28 \text{ KN.m} \quad M_a = 142280 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{142280}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0.077$$

$$\mu = 0,0747 < \mu_L = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,096$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0,961$$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{142280}{348 \times 0,961 \times 36} = 11.58 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \implies A = 11,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$8T14/\text{ml} \rightarrow A = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$M_{ser} = -103.48 \text{ KN.m} \quad Ma_{SER} = -103480 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{3} = \frac{15 \times 12,32}{3} = 1,848 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times dx \times D = 2 \times 35 \times 1,848 = 129,36 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,848 + \sqrt{1,848^2 + 129,36} = 10,43 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = 158647,7251 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{a,ser}}{I} = \frac{103480}{158647,7251} = 0.652$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.80 < \sigma_{b,lim} = 0,6f_c = 28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,628 \times (36 - 10,43) = 240,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_{b,lim} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \sigma_{s,lim} = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

• Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{103480}{201,63 \times 100 \times (36)^2} = 0.0039$$

$$\mu_1 = 0,0039 \text{ d'après le tableau} \quad K_1 = 127.9 \quad B_1 = 0.925$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{127,9} = 1.57 \leq \sigma_{b,lim} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{103480}{201,63 \times 0,925 \times 36} = 15.41 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures

$$5T20 = 15.71 \text{ cm}^2$$

❖ Sens Y-Y :

c) En travées :

$$M_t = 98.34 \text{ KN.m} \quad M_T = 98340 \text{ N.m}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{MT}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{98340}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0.063$$

$$\mu = 0.063 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.083$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.96$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{98340}{348 \times 0,98 \times 32} = 9.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 9.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$3T20 = 9.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{t \text{ ser}} = 71.81 \text{ KN.m} \quad M_{t \text{ ser}} = 71810 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.42}{100} = 1.413$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 32 \times 1.413 = 90.432 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.413 + \sqrt{1.413^2 + 90.432} = 8.20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} - 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = 274612.692 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} = \frac{71810}{274612.692} = 0.26$$

$$\sigma_b = K \times y = 2.132 \text{ MPa} < \sigma_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,98 \times (32 - 6,82) = 108.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2f_{e}}{3}; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \sigma_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

• Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu = \frac{M_{SER}}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{98340}{201,63 \times 100 \times (32)^2} = 0.0047$$

$$\mu_1 = 0.0047 \text{ d'après le tableau } K1 = 116.6 \quad B1 = 0.922$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{201.63}{116.6} = 1.72 \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma \times \beta_1 \times d} = \frac{98340}{201,63 \times 0,922 \times 32} = 16.53 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$6T20 = 18.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

e) **En appuis:**

$$M_{ay} = -204.44 \text{ KN.m} \quad M_{ay} = 204440 \text{ N.m}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{204440}{14,2 \times 100 \times (32)^2} = 0.14$$

$$\mu = 0,14 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.188$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.92$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ay}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{204440}{348 \times 0,986 \times 33} = 19.33 \text{ cm}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 19.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures.

$$4T25 = 19.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ser} = -149.28 \text{ KN.M} \quad M_{ser} = -149280 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 19,63}{100} = 2.9445$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 32 \times 2.9445 = 188.448$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 11.095$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} = 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 228161.3926 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} = \frac{149280}{228161.3926} = 0.65$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_{e}; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

• Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_{1e} = \frac{M_{SER}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{149280}{201.63 \times 100 \times (32)^2} = 0.00723$$

$$\mu_1 = 0.00723 \text{ d'après le tableau} \quad K_1 = 23.46 \quad B_1 = 0.830$$

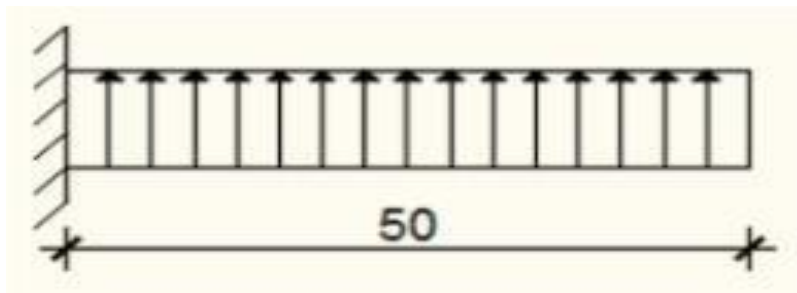
• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{23.46} = 8.60 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{SER}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{149280}{201.63 \times 0.830 \times 32} = 27.87 \text{ cm}^2$$

$$9T20 = 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IX.4.2- Ferrailage du débordement :



Le débordement est de 50 cm de chaque coté

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 160.63 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m q = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 160.63 \times 1 = 160.63 \text{ KN.MI}$$

$$M_u = -q \times \frac{l^2}{2} = -160.63 \times \frac{(0.5)^2}{2} = -20.078 \text{ K N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20078}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0.0109$$

$$\mu = 0,0109 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20078}{348 \times 0,994 \times 36} = 1.6 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times 2,1/f_e = 0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1/400 = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$5T14 \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\sigma_m = 117.46 \text{ KN.m}$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{ser} = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 117.46 \times 1 \text{ mL} = 117.46 \text{ KN/MI}$$

$$M_{ser} = -q \times \frac{L^2}{2} = -117.46 \times \frac{(0.5)^2}{2} = 14.682 \text{ KN.m} = 14682 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 1,16 = 83,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 83,52} = 8,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 107617,56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{14682}{107617,56} = 0,136$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,15 \times (36 - 8,05) = 62,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2 f_{e}}{3}; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

Remarque :

Pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferrailage du débordement le prolongement des armatures en appui et travée du radier.

a. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = q_u \times L = 160,67 \times 0,5 = 80,335 \text{ KN}$$

$$r = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{80335}{100 \times 36 \times 10^2} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \tau_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

VIII.5- Ferrailage des poutres de redressement (Libages) :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

$$\text{Pour une charge trapézoïdale : } q_1 = \left[q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

$$\text{Pour une charge triangulaire: } q_1 = \left[q_1 \times \frac{L_x^2}{L_y} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

• Charges équivalentes

$$L_x = 4,00 \text{ m} \quad L_y = 5,50 \text{ m}$$

		q1[KN/m2]	q [KN/mL]
Poutre principale	ELU	160.63	408.87
	ELS	117.46	298.98
	ACC	379.01	964.75
Poutre secondaire	ELU	160.63	321.36
	ELS	117.46	234.92
	ACC	379.01	758.02

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sollicitations	Poutres secondaires		Poutres Principales	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu [KN.m]	327.1	-444.8	883.4	-1238
Mser [KN.m]	239.2	-325.3	646	-905.2
Macc [KN.m]	771.8	- 1050	2084	-2921
Tu [KN]	1609		2108	

Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

- **Calcul des armatures :**

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tu} = 327100 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

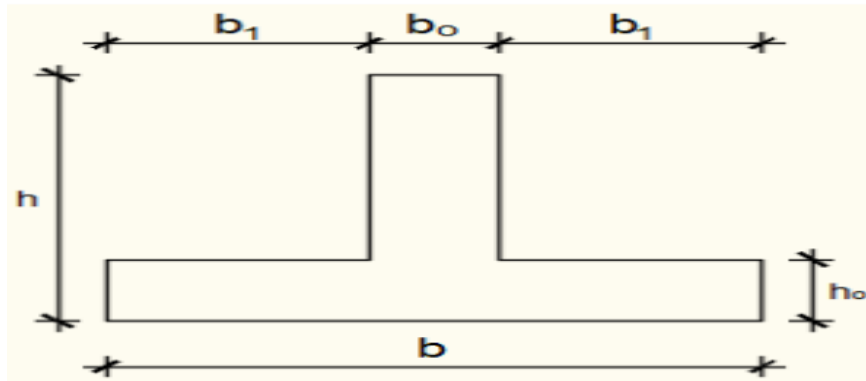


Fig. VIII.11: Section de calcul.

$$M_T = 14,2 \times 120 \times 40 \times \left(90 - \frac{40}{2} \right) \Rightarrow M_T = 12268800 \text{ N. m}$$

$M_u = 327100 \text{ N. m} < M_T = 12268800 \text{ N. m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b. h) **(120 .100)**

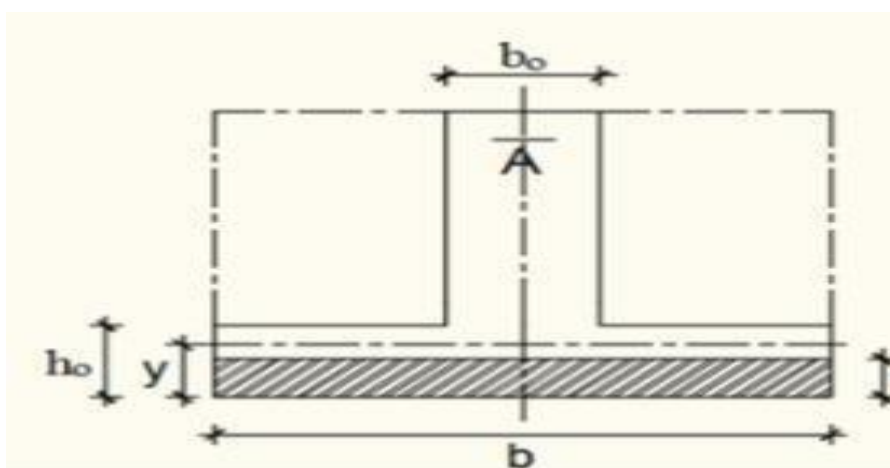


Fig. VIII.12: Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{MU}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{327100}{14,2 \times 120 \times 90^2} = 0,0236$$

$$\mu = 0,0236 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\delta_s} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,03125$$

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

Détermination des armatures :

$$A_s = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{327100}{348 \times 0,987 \times 90} = 10,58 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{ft_{28}}{Fe} = 0,23 \times 35 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_tu = \max(A_tu; A_{min}) \Rightarrow A_tu = 10,58 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle (ACC) :

$$M_T \text{ acc} = 771800 \text{ N.m}$$

$M_t \text{ acc} = 771800 \text{ N.m} < M_T = 12268800 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b h)

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{Tacc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{771800}{18,48 \times 120 \times 90^2} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 < \mu_L = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,071$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,97$$

• Détermination des armatures

$$A_s = \frac{M_{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{771800}{400 \times 0,97 \times 90} = 22,10 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_tu; A_{min}; A_{tacc}) \Rightarrow A_{tacc} = 22,10 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures : 5T25 = 24,54 cm²

Etat limite de service (E.L.S)

$$M_{ser} = 239200 \text{ N.m}$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée

$$H = \frac{b \cdot h^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = 77595 \text{ cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b × h).

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 24.54}{120} = 3.06$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 90 \times 3.06 = 550.8 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.06 + \sqrt{3.06^2 + 550.8} = 20.60 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 2122574.756 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{-239200}{2122574.756} = -0.112$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.26 \text{ MPa} < \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.112 \times (90 - 20.6) = 104.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \min \left[\frac{3}{2} f_{e}; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

- **En appuis :**

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{au} = 444800 \text{ N.m}$$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue □ on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b₀ × h) = (30 × 100) cm²

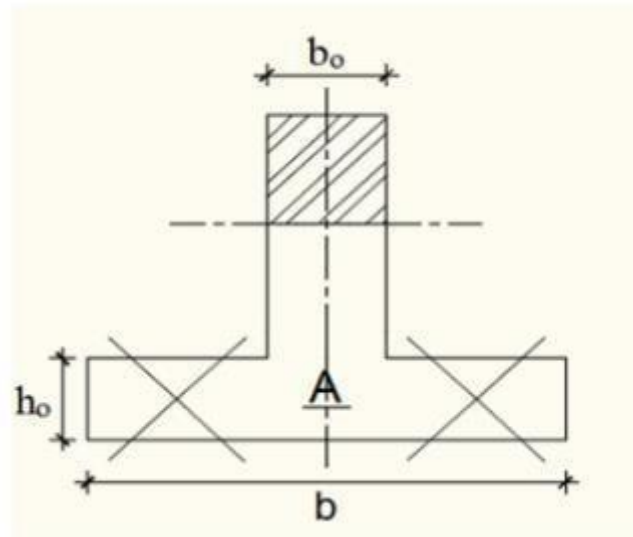


Fig VIII.13: Section de calcul en appuis.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{444800}{14,2 \times 35 \times 90^2} = 0.11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.145$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.94$$

Détermination des armatures :

$$AS = \frac{M_{au}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{444800}{348 \times 0,94 \times 90} = 15.08 \text{ cm}$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 81 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{au} = \max(A_{au}; A_{min}) \Rightarrow A_{au} = 15.08 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle (ACC) :

$$M_{acc} = 1050000 \text{ N.m}$$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue □ on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (35 \times 100)$ cm².

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{acc}}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{1050000}{18,48 \times 35 \times 90^2} = 0.20$$

$$\mu = 0,20 < \mu_L = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.27$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.89$$

Détermination des armatures :

$$A_s = \frac{M_{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1050000}{400 \times 0,97 \times 90} = 29.76 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{au}; A_{min}; A_{aacc}) \Rightarrow A_{au} = 29.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 10T20 = 31.42 \text{ cm}^2$$

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

$$M_{a \text{ ser}} = 325300 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b_0} = \frac{15 \times 31,42}{35} = 13.37$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 90 \times 13.37 = 2406.6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -13.37 + \sqrt{13.37^2 + 2406.6} = 37.47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 3824686.061 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.08$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.993 \text{ MPa} < \sigma_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,08 \times (90 - 37,42) = 63.096 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left[\frac{3f_{e}}{2}; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Les ferrillages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

Les armatures	Poutre scndaire		Poutre principal	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Au [cm ²]	10.18	15.08	29.07	48.20
Aacc [cm ²]	24.54	29.76	61.25	65.70
Amin [cm ²]	3.5	3.5	3.5	3.5
A=max (Au ; Aacc ; Amin)	24.54	29.76	61.25	68.70
Choix des armatures	5T25	10T20	13T25	9T32
A corr [cm ²]	24. 54	31.42	63.81	72.38

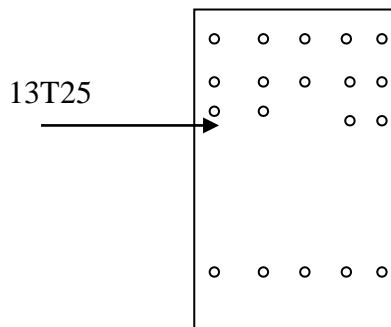
• Armatures transversales :

a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

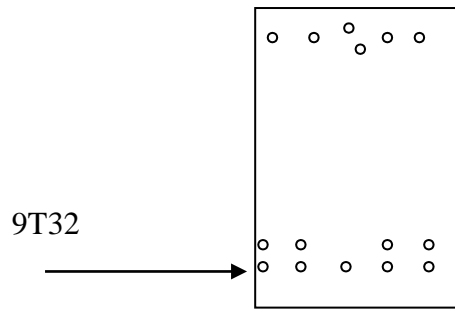
$$r = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{2108000}{125 \times 90 \times 100} = 1.87$$

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min [0,15 \frac{f_{t28}}{\delta b}; 4\text{Mpa}] = 2,5 \text{ MP}$

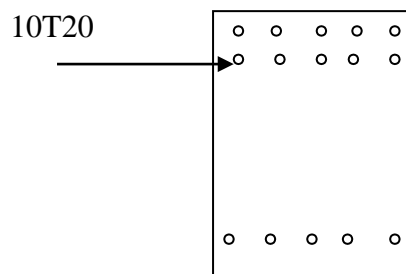
$\tau = 1,87 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.



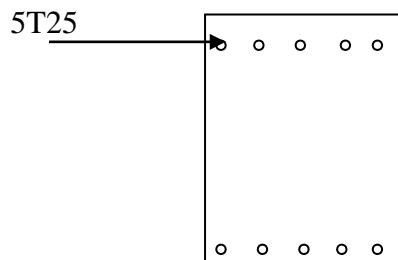
VIII.19 Ferrailage de lala poutre principale en travée



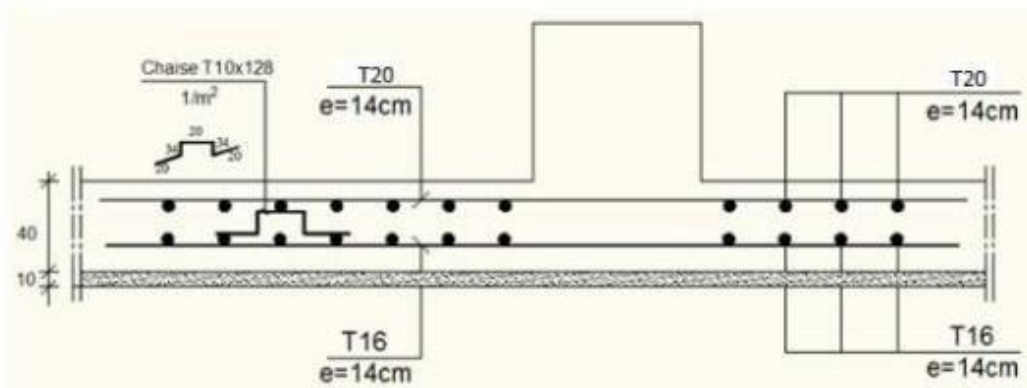
VIII.19 Ferrailage de la poutre secondaire en appuis



VIII.19 Ferrailage de la poutre secondaire appuis



VIII.19 Ferrailage de lapoyre secondaire en traveé



VIII.19 Ferrailage de la dalle de radier.

Conclusion

Générale Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur les parties étudiées.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons remarqué que la quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre torsion donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire

Bibliographie

• Livre :

[1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures » Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées; Édition - 5 novembre 1999.

[2]. JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.

[3]. M.BELAZOUGHFI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des Publications universitaires ALGER 1992.

• Règlements :

[4]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges D'exploitation » Edition office des publications universitaires ALGER 1989.

[5]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul Des structures en béton armé CBA93 » Edition office des publications universitaires ALGER 1992.

[6]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne RPA 99(version2003) » Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

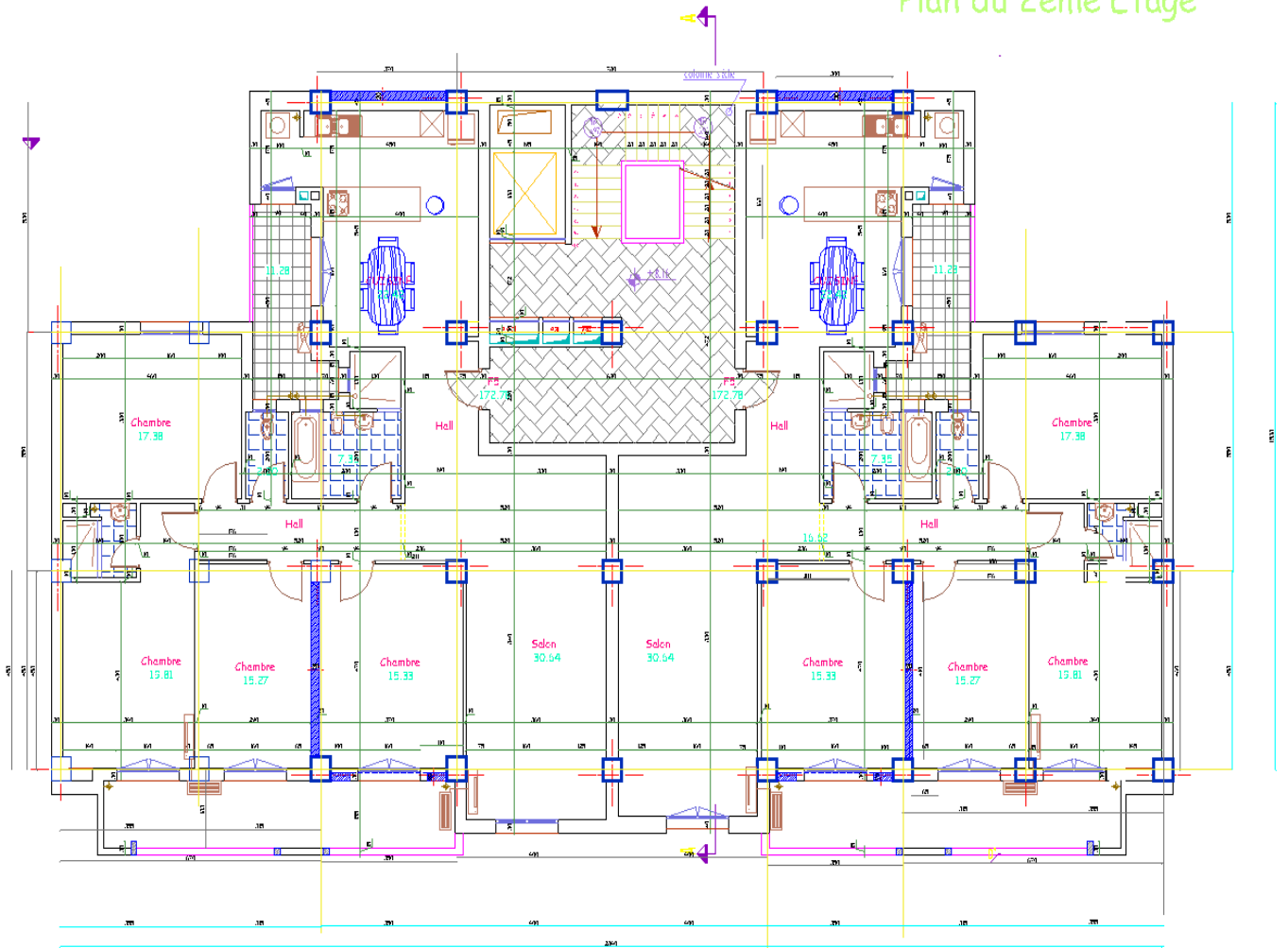
• Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2020 (Dessin)
- ROBOT 2013
- RDM6

ANNEXES

plan de RDC et 1.2.3.4.5.6.7 étage

Plan du 2ème Etage



**SECTIONS REELLES
D'ARMATURES**

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ^o	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33