

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET**



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structure**

Présenté par :

*Bourekba Soumia*

*Guessab Mohamed Walid*

*Sujet du mémoire*

**Etude D'un Bâtiment (R+7) en béton armé à  
Usage d'habitation situé à Mostaganem**

*Soutenu publiquement le 25/06/2025 devant le jury composé de :*

Mr: G. ABADA

Président

Mr : M.MIMOUNI

Rapporteur

Mr: B.A. BENYAMINA

Examineur

Mr : I.D.KLOUCHE

Examineur

Mme: L. KHARROUBI

Examineur

PROMOTION : 2024/2025

# *Remerciements*

*Louange à Allah, par Sa grâce les bonnes œuvres s'accomplissent.  
Nous Le louons, Le remercions et implorons Sa guidance sur le droit  
chemin.*

*Nous exprimons notre profonde gratitude et nos sincères  
remerciements à notre honorable encadrant, **Monsieur Mohamed  
MIMOUNI**, pour ses orientations précieuses, ses conseils avisés et  
son soutien constant, qui ont grandement contribué à la réalisation de  
ce travail.*

*Nous adressons également nos remerciements les plus sincères aux  
membres éminents du jury pour avoir accepté de lire et d'évaluer ce  
mémoire.*

*Enfin, nous tenons à remercier chaleureusement toutes les personnes  
qui nous ont soutenus, encouragés ou offert une parole bienveillante  
au cours de ce parcours.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à créer un environnement favorable à sa réalisation.*

*À mes parents, en reconnaissance de leurs efforts constants et de leur soutien tout au long de mon parcours académique.*

*À ma famille, pour leur appui moral et leur aide à surmonter les difficultés rencontrées.*

*À mes collègues de promotion, pour leur esprit de collaboration et leur contribution à un climat d'apprentissage constructif.*

*À mes enseignants, pour leur encadrement, leurs conseils, et leur engagement à transmettre le savoir avec rigueur et dévouement.*

*À toutes celles et ceux qui ont apporté une remarque, un conseil ou un appui utile durant l'élaboration de ce mémoire.*

*Ce travail est le fruit d'un effort soutenu et de conditions favorables, que je souhaite reconnaître à travers cet humble témoignage de gratitude.*

*Soumia*

*Je dédie ce travail à toutes les personnes qui ont contribué à m'accompagner et à me soutenir tout au long de mon parcours universitaire.*

*À mes chers parents, pour leur encadrement, leur patience et leur soutien constant.*

*À mes frères et sœurs, pour l'environnement stable et l'appui qu'ils m'ont offert.*

*À mes amis, pour leur présence et leur encouragement à chaque étape.*

*À mes camarades et collègues d'études, pour l'esprit de collaboration, le partage des connaissances et les efforts communs qui ont enrichi mon expérience académique.*

*Ce travail représente l'aboutissement d'un effort personnel, soutenu par une aide collective que je tiens à reconnaître avec estime.*

*Mohamed Walid*

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un RDC plus (7) étages. implanté à MOSTAGANEM . Cette région est classée en zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA99 version 2003. En utilisant les règlements de calcul et de vérifications du béton armé (B.A.E.L91 modifié99 et RPA99V2003)

L'étude débute par une description générale du projet. incluant les caractéristiques des matériaux utilisés. Elle se poursuit par le pré-dimensionnement de la structure. la descente des charges et le calcul des éléments principaux (poteaux. poutres et voiles). ainsi que des éléments secondaires. (balcons. escaliers. acrotères) et les planchers.

Une analyse dynamique de la structure est ensuite réalisée à l'aide du logiciel ETABS. permettant de déterminer les différentes sollicitations dues aux charges permanentes. d'exploitation et sismiques. Cette approche permet d'évaluer la réponse de la structure face aux actions horizontales. conformément aux prescriptions du RPA 99/2003.

Enfin. le travail se conclut par une synthèse générale. mettant en évidence les choix techniques effectués et leur conformité aux normes en vigueur.

## المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى سكني يتألف من طابق أرضي زائد سبعة طوابق، يقع في ولاية مستغانم، وهي منطقة مصنفة في المنطقة الثانية (IIa) من حيث شدة النشاط الزلزالي وفقاً للمعايير الجزائرية RPA 99/2003. تبدأ الدراسة بوصف عام للمشروع، يتضمن تقديم خصائص المواد المستخدمة. ثم يتم الانتقال إلى تحديد الأبعاد الأولية للهيكل، وحساب الأحمال المؤثرة، وحساب العناصر الرئيسية مثل الأعمدة، العوارض، والجدران الاستنادية، بالإضافة إلى العناصر الثانوية مثل الكمرات، الشرفات، السلالم، الحواجز، والأرضيات. بعد ذلك، يتم إجراء تحليل ديناميكي للهيكل باستخدام برنامج ETABS، بهدف تحديد مختلف القوى المؤثرة الناتجة عن الأحمال الثابتة، أحمال الاستخدام، والأحمال الزلزالية. يتيح هذا التحليل تقييم استجابة الهيكل للأحمال الأفقية، بما يتوافق مع متطلبات RPA 99/2003. أخيراً، يتم اختتام العمل بتقديم استنتاج عام، يسلط الضوء على الخيارات التقنية المتخذة ومدى توافقها مع المعايير المعمول بها.

## Abstract

This project presents a detailed study of a residential building comprising a ground floor and seven additional stories. located at Mostaganem. Algeria. This region is classified as a moderate seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003 seismic regulations.

The study begins with a general description of the project. including the characteristics of the materials used. It proceeds with the preliminary sizing of the structure. load distribution. and the calculation of primary elements such as columns. beams. and shear walls. as well as secondary elements like joists. balconies. staircases. parapets. and floors.

A dynamic analysis of the structure is then conducted using the ETABS software. allowing for the determination of various loadings due to permanent loads. live loads. and seismic forces. This approach enables the evaluation of the structure's response to horizontal actions. in compliance with the provisions of RPA99 version 2003.

Finally. the work concludes with a general synthesis. highlighting the technical choices made and their compliance with the applicable standards.

## Liste des symboles

$A$ :	Coefficient d'accélération de zone,
$A_s$ :	Aire d'une section d'acier.
$A_t$ :	Section d'armatures transversales.
$B$ :	Aire d'une section de béton.
$\varnothing$ :	Diamètre des armatures, mode propre.
$\varphi$ :	Angle de frottement.
$C$ :	Cohésion.
$Q$ :	Charge d'exploitation.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u$ :	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau$ :	Contrainte tangentielle.
$\beta$ :	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$ :	Contrainte du sol.
$\sigma_m$ :	Contrainte moyenne.
$G$ :	Charge permanente.
$\xi$ :	Déformation relative.
$V_0$ :	Effort tranchant a la base.
E.L.U :	Etat limite ultime.
E.L.S :	Etat limite service.
$N_{ser}$ :	Effort normal pondéré aux états limites de service.
$N_u$ :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
$T_u$ :	Effort tranchant ultime.
$V$ :	Effort tranchant.
$T$ :	Période.
$S_t$ :	Espacement.
$\lambda$ :	Elancement.

$e$ :	Epaisseur.
$P$ :	Force concentrée.
$f$ :	Flèche.
$f_{adm}$ :	Flèche admissible.
$L$ :	Longueur ou portée.
$L_f$ :	Longueur de flambement.
$d$ :	Hauteur utile.
$F_e$ :	Limite d'élasticité de l'acier.
$M_u$ :	Moment à l'état limite ultime.
$M_{ser}$ :	Moment à l'état limite de service.
$M_t$ :	Moment en travée.
$M_a$ :	Moment sur appuis.
$M_0$ :	Moment isostatique
$I$ :	Moment d'inertie.
$f_i$ :	Flèche due aux charges instantanées.
$f_v$ :	Flèche due aux charges de longue durée.
$I_{fi}$ :	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
$I_{fv}$ :	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
$M$ :	Moment, Masse.
$E_{ij}$ :	Module d'élasticité instantané.
$E_{vj}$ :	Module d'élasticité différé.
$E_s$ :	Module d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$ :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
$f_{t28}$ :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
$F_{cj}$ :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
$Y$ :	Position de l'axe neutre.
$I_0$ :	Moment d'inertie de la section totale homogène

## Liste des figures

Figure I-1 : Plan de RDC et étages .....	3
Figure I-2 : Diagramme Parabole – Rectangle.....	7
Figure I-3 : Diagramme des contraintes .....	9
Figure I-4 : Diagramme déformation -contraintes.....	10
Figure I-5 : Diagramme des déformations limitées de la section .....	12
Figure II-1: poteau plus sollicité.....	17
Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles .....	20
Figure III.2 : Diagramme des moments.....	23
Figure III.3 : Diagramme des effort tranchants .....	23
Figure III.4 : Section en T .....	25
Figure III.5 : Appuis de rive (étage courant).....	27
Figure III.6 : Appuis intermédiaire (étage courant).....	27
Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissants .....	30
Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants.....	30
Figure III.9 : Diagramme de moments fléchissants.....	31
Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissants .....	31
Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants.....	32
Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissants .....	32
Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissants .....	33
Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants.....	33
Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissants .....	34
Figure III.16 : Appuis de rive (terrasse) .....	36
Figure III.17 : Appuis intermédiaire (terrasse).....	36
Figure III.18: Le panneau le plus sollicité de la dalle pleine.....	37
Figure III.19 :Schéma du ferrailage(en travée) .....	41
Figure III.20 :Schéma du ferrailage(Sur appuis).....	42
Figure IV-1 :Schéma représentatif du balcon.....	44
Figure IV.2 : : Disposition de ferrailage de balcon(étage et terrasse ).....	47
Figure IV.3: disposition de ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure IV.4 : Schéma statique de l'escalier .....	51
Figure IV.5 : Diagramme de moment fléchissions .....	53
Figure IV.6 : Diagramme de moment fléchissions .....	55
Figure IV.7 : Diagramme des effets tranchants.....	55
Figure IV.8 :Schéma de ferrailage de l'escalier .....	57
Figure IV.9:Schéma Statique de poutre palière.....	57
Figure IV.10:Schéma de ferrailage de poutre palier .....	59
Figure IV-11 :Schéma d'ascenseur.....	61
Figure IV-12: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	64
Figure IV-13 :Ferrailage (en travée).....	71
Figure IV-14 : Ferrailage (sur appuis).....	71
Figure IV-15 :Armatures de voile (cage d'ascenseur).....	72
Figure V-1:3 :D Modélisation de la structure a l'aide de logiciel ETABS V9.642 .....	75
Figure V-2: spectre de réponse (RPA99/V2003) .....	76
Figure V-3 : Disposition des voiles de contreventement.....	79

Figure V-4 : Sens X.....	80
Figure V-6 : Sens Y.....	80
Figure V-5 : Sens Z.....	80
Figure VI.1: Schéma de la zone nodale.....	104
Figure VII-1 :Type de voile 150.....	108
Figure VII-2 :Type de voile 251.....	110
Figure VII -3 : Disposition des armatures ( type 1)52.....	111
Figure VII-4 : Disposition des armatures ( type 2)53.....	111
Figure VII-5 : Disposition des armatures transversale 54.....	111
Figure VIII-1 : Schéma du radier 55.....	113
Figure VIII-2 :Schéma du panneau le plus sollicité 56.....	117
Figure VIII-3 : Disposition des Armatures(en travée)57.....	119
Figure VIII-4 : Disposition des Armatures(Sur appuis)58.....	119
Figure VIII-5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes 59.....	120
Figure VIII-6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes 60.....	121
Figure VIII-7 : Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)61.....	123
Figure VIII-8 : Ferrailage de la poutre de libage (sens transversale)62.....	123

## Liste des Tableaux

Tableau I-1 : Les déformations limites du pivot .....	12
Tableau II.1 : Loi de dégression .....	18
Tableau III.1: Résultats obtenus .....	25
Tableau IV.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	65
Tableau IV.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	68
Tableau V.1 : facteurs de participation massique.....	82
Tableau V.2 : Déplacements relatifs dans sens (x-x) .....	83
Tableau V.3 :Déplacements relatifs dans sens (y-y) .....	84
Tableau V.4 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	84
Tableau V.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	85
Tableau V.6 : excentricité entre le centre de masse et centre de torsion.....	85
Tableau V.7 : excentricité entre le centre de masse et centre de torsion.....	86
Tableau IV.1 : Poutre Principale intermédiaire .....	88
Tableau IV.2 :Poutre secondaire intermédiaire .....	89
Tableau IV.3 :Poutre principale Rive .....	89
Tableau IV.4 : Poutre secondaire Rive .....	89
Tableau VI.5 :Sections de ferrailage des poutres principales intermédiaires.....	94
Tableau VI.6 : Sections de ferrailage des poutres secondaires intermédiaires .....	94
Tableau VI.7. : Sections de ferrailage des poutres principales de rive.....	95
Tableau VI.8 : Sections de ferrailage des poutres secondaires de rive .....	95
Tableau VI.9 : les sollicitations défavorables du 1er et 2ème genre .....	98
Tableau VI.10 :Les résultats de ferrailage du poteau .....	102

# Sommaire

Remerciements	
Dédicace	
Résumé	
Liste des symboles	
Liste des figures	
Liste des Tableaux	
Introduction générale : .....	1
<b>Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Des Matériaux</b>	
I.1.Introduction .....	2
I.2.Présentation du projet : .....	2
I.3.Caractéristiques de la structure : .....	2
I.3.1.Caractéristiques géométriques : .....	2
I.3.2.Caractéristiques géotechniques du site : .....	4
I.4.Ossature et Système Constructif : .....	4
I.5.Isolation : .....	5
I.5.1.Isolation acoustique : .....	5
I.5.2Isolation thermique : .....	5
I.6.Caractéristiques des matériaux : .....	5
I.6.1.Le béton : .....	5
I.6.2.Les Aciers : .....	9
I.7.Hypothèse de calcul : .....	11
<b>Chapitre II Pré Dimensionnement Des Eléments Résistants</b>	
II.1.Introduction : .....	14
II.2.Pré dimensionnement des poutres : .....	14
II.3.Plancher : .....	14
II.4.Descente de charges : .....	15
II.4.1.Corps creux .....	15
II.4.2.Dalle pleine : .....	16
II.4.3.Mur extérieur : .....	16
II.5.Poteaux : .....	16
II.5.1.Calcul la surface afférente du poteau plus sollicité : .....	16
II.5.2. Effort normal dû aux charges d'exploitation : .....	18
II.5.3. L'effort normal NU : .....	18
II.5.4. Dimensionnement des sections (a×b) : .....	18
<b>Chapitre III Calcul des planchers</b>	
III.1.Introduction : .....	20
III.2."Planchers d'étages courants : .....	20
Méthodes de calcul (méthodes de forfaitaire): .....	20
III.3. Type des poutrelles .....	21
III.3.2.Plancher terrasse : .....	29
III.4.Calcul de la dalle pleine (Terrasse): .....	37
<b>Chapitre IV Etude Des Eléments Secondaires</b>	
IV.1.Introduction.....	44
IV.2.Balcon : .....	44

IV.2.1 Calcul des charges :	44
IV.2.2 Etage courant :	45
IV.3. L'acrotère :	48
IV.3.1. Calcul les moments :	48
IV.3.2. Vérification de la compression de la section:	49
IV.3.3. Ferrailage (ELU):	49
IV.3.4. Vérification(ELS) :	50
IV.4. Escalier	51
IV.4.1 Introduction.....	51
IV.4.2. Dimensionnement l'escalier :	51
IV.4.3. Calcul des Charges :	52
IV.4.4. Ferrailage :	53
IV.4.5. Vérification à E.L.S :	55
IV.5. Poutre Palière :	57
IV.5.1. Dimensionnement de la poutre :	58
IV.5.2. Ferrailage :	58
IV.6. Etude de la dalle d'ascenseur :	60
IV.6.1. Calcul de la charge totale qu	62
IV.6.2. Vérification de la dalle au poinçonnement :	64
IV.6.3. Évaluation des moments dus aux charges concentrées :	64
IV.6.4. Vérification à l'E.L.S :	68
IV.7. Voile de la cage d'ascenseur :	72

## **CHAPITRE V Etude sismique**

V.1.Introduction.....	74
V.2.Méthodes de calcul sismique : .....	74
V.3.Résultats: .....	81
V.3.1.Calcul de la force sismique : .....	81
V.3.2.Estimation de la période : .....	81
V.3.3.Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » : .....	82
V.3.4.Vérification des facteurs de participation massique : .....	82
V.4.1.Vérification des déplacements : .....	83
V.4.2.Les déplacements latéraux inter- étage : .....	83
V.4.3.Déplacements relatifs dans sens (y-y) : .....	84
V.4.4.Vérification de l'effet P-Delta : .....	84
V.5.L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 : .....	85

## **CHAPITRE VI Ferrailage des portiques**

VI.1.Introduction.....	88
VI.2.Les combinaisons de calcul : .....	88
VI.3.Vification du ferrailage de la poutre : .....	91
VI.4.Ferrailage des poteaux : .....	97
VI.5.Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 : .....	97

## **CHAPITRE VII Etude des Voiles**

VII.1.Introduction .....	107
VII.1.1 Conception.....	107
VII.1.2 Calcul.....	107
VII.2.Principe de calcul : .....	107
VII.3.La méthode de Calcul : .....	108
VII.4.Ferrailage des voiles : .....	108
VII.5 Disposition des armatures : .....	110

## **CHAPITRE VIII Etude de l'infrastructure**

VIII.1.Introduction .....	113
VIII.2.Prédimensionnement du radier : .....	114
VIII.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage : .....	115
VIII.4. Vérification des contraintes du sol sous la charge Vertical : .....	115
VIII.5. Ferrailage du radier : .....	116
VIII.7. Ferrailage de poutre de libage .....	120
Conclusion générale : .....	130
Bibliographie.....	131
Logiciels : .....	131

# **Introduction**

## **Générale**

### **Introduction générale :**

Le génie civil est l'une des branches fondamentales de l'ingénierie, jouant un rôle central dans le développement et l'aménagement des infrastructures nécessaires à la vie quotidienne. Il englobe la conception, la construction, la gestion et la maintenance de diverses structures telles que les routes, les ponts, les barrages, et bien sûr, les bâtiments.

Parmi les nombreux domaines couverts par le génie civil, celui du bâtiment occupe une place de choix, car il répond directement aux besoins humains en matière de logement, d'éducation, de santé, de travail et de loisirs.

Le domaine du bâtiment comprend l'étude, la planification, la réalisation et la réhabilitation de constructions destinées à un usage résidentiel, commercial, industriel ou institutionnel. Il implique une collaboration étroite entre différents corps de métiers et fait appel à des connaissances techniques, réglementaires et environnementales précises.

Cette introduction vise à explorer les principaux aspects du génie civil appliqué aux bâtiments, en mettant en lumière les étapes de réalisation, les matériaux utilisés, les normes en vigueur, ainsi que les enjeux actuels liés à la durabilité, à l'efficacité énergétique et à la sécurité des constructions.

Notre mémoire est constitué de 7 chapitres :

1. Consiste à la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments, et le choix des matériaux à utiliser et la présentation des différentes hypothèses de calcul.
  2. Présente le pré dimensionnement des éléments principaux ( poteaux, poutre, voile).
  3. Présente le calcul des planchers.
  4. Consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux (escalier ;balcon, acrotère)
  5. L'étude dynamique du bâtiments, la détermination de l'action sismique et les caractéristique dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS V9.6.
  6. Le ferrailage des éléments principaux ( poteaux, poutre )
  7. Le ferrailage de voile
  8. Consiste à la conception et le calcul des fondations
- On termine notre travail par une conclusion générale.

# Chapitre I

## Présentation De L'ouvrage

### Et Des Matériaux

**I.1.Introduction**

L'étude du bâtiment en génie civil se concentre sur la conception. la construction et la gestion des structures bâties, qu'il s'agisse de bâtiments résidentiels, commerciaux ou industriels. Ces projets requièrent une compréhension approfondie des matériaux. des techniques de construction et des normes de sécurité. Dans un contexte où les besoins en infrastructures urbaines croissent rapidement, il devient essentiel de développer des bâtiments à la fois fonctionnels, durables et adaptés aux défis environnementaux actuels.

C'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

**I.2.Présentation du projet :**

On propose l'étude complète des éléments résistants (structuraux et non structuraux) d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation situé Mostaganem qui est classé en zone de sismicité moyenne (Zone IIa) d'après le règlements parasismique algérien (RPA 99/V2003).

**I.3.Caractéristiques de la structure :**

**I.3.1.Caractéristiques géométriques :**

Les Caractéristique géométrique de la structure sont :

- ✓ Largeur en plan .....19.44m
- ✓ Longueur en plan.....24.69m
- ✓ Hauteur du RDC et des étages .....3.06m
- ✓ Hauteur totale.....24.48m

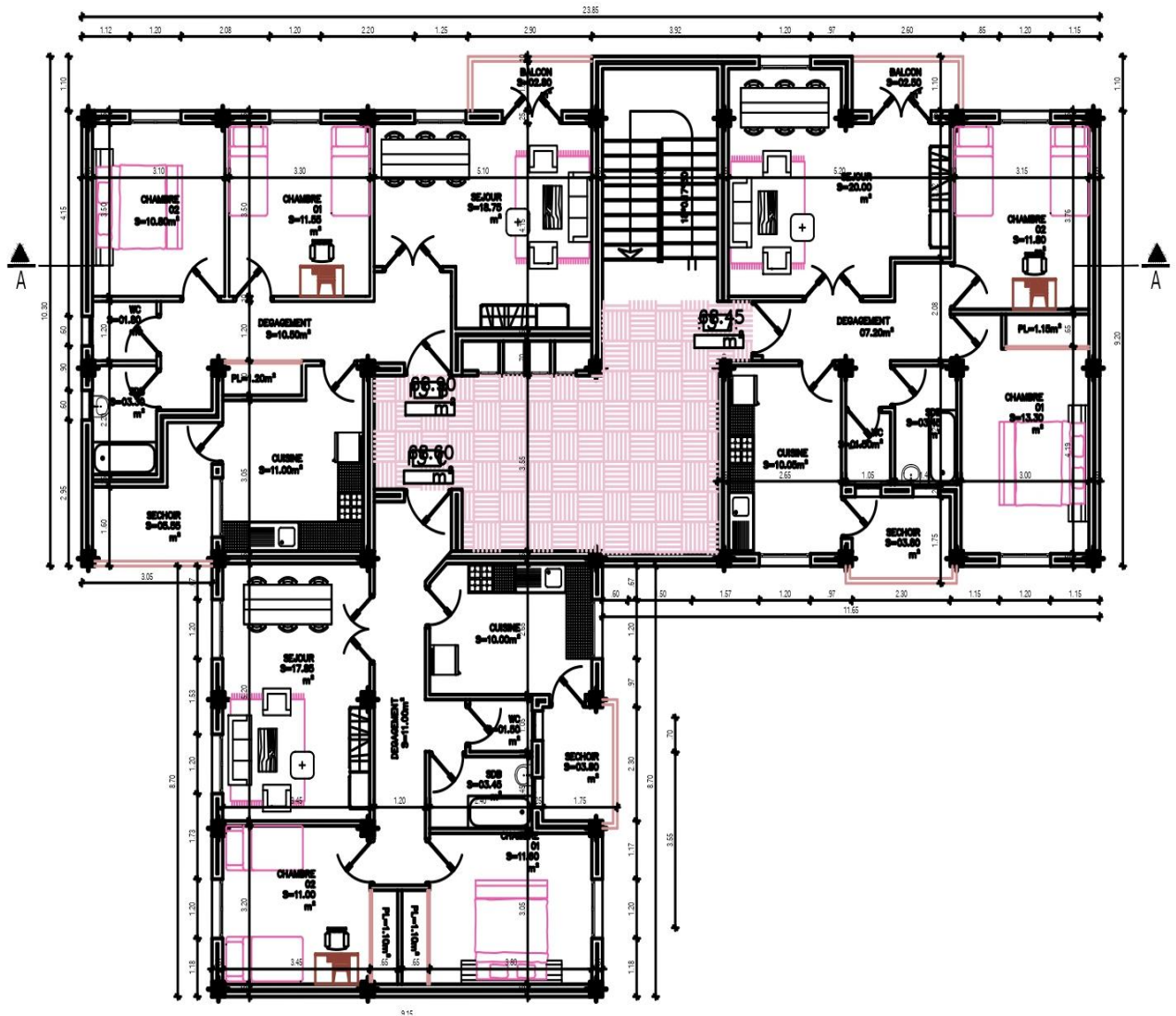


Figure I-1 : Plan de RDC et étages

**I.3.2. Caractéristiques géotechniques du site :**

Le sol présente les caractéristiques suivantes

- ✓ La contrainte du sol est :  $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$  .
- ✓ Le site de nature meuble (S3)
- ✓ Un ancrage de 3m

**I.4. Ossature et Système Constructif :**

Dans ce projet, le choix de l'ossature et du système constructif repose sur l'utilisation du béton armé, un matériau reconnu pour sa résistance, sa durabilité et sa capacité à supporter des charges lourdes. L'ossature en béton armé comprend plusieurs éléments essentiels qui assurent la stabilité et la fonctionnalité du bâtiment, tels que les planchers, les revêtements, la maçonnerie, les fondations, ainsi que l'installation des ascenseurs. Ces éléments sont combinés de manière cohérente pour garantir la robustesse et la performance de la structure.

**1-Plancher :**Le plancher constitue un élément fondamental de l'ossature d'un bâtiment. Il assure la répartition des charges Verticales et horizontales et offre une surface solide pour l'aménagement des étages.

**2-Revêtements :**Les revêtements constituent la couche finale appliquée sur les surfaces en béton armé, à la fois pour des raisons esthétiques et pour protéger la structure des agressions extérieures (humidité, corrosion, etc.).

**3-Maçonnerie :**La maçonnerie en béton armé est utilisée pour les éléments porteurs du bâtiment comme les murs, les façades et les cloisons. Le béton armé est souvent coulé directement sur site ou préfabriqué pour la construction de murs porteurs.

**4-Fondations :**Les fondations sont un élément crucial de toute construction, car elles doivent supporter et répartir le poids du bâtiment sur le sol. En béton armé, les fondations sont conçues pour résister aux forces Verticales et horizontales.

**I.5.Isolation :****I.5.1.Isolation acoustique :**

Celle-ci est garantie par la masse du plancher qui joue un rôle important dans l'atténuation des bruits. ainsi que par l'espace d'air situé entre les deux cloisons extérieures. qui sert de barrière supplémentaire contre la propagation du son.

**I.5.2Isolation thermique :**

Elle est assurée par l'application de couches d'isolant. telles que le polystyrène. notamment pour les planchers de terrasse. De plus. le vide d'air entre les deux cloisons extérieures contribue également à améliorer l'efficacité thermique de la structure.

**I.6.Caractéristiques des matériaux :****I.6.1.Le béton :**

Le béton est un matériau de construction composite. largement utilisé dans le génie civil pour sa robustesse. sa durabilité et sa capacité à être moulé dans diverses formes. Le béton armé est un matériau composite formé par l'addition de barres d'acier (ou treillis métallique) dans le béton. Cette combinaison permet de renforcer les propriétés mécaniques du béton. notamment sa résistance à la traction et à la flexion. qui sont des caractéristiques que le béton seul ne peut pas offrir de manière efficace.

La composition d'un mètre cube (1 m<sup>3</sup>) de béton est de :

- ✓ 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- ✓ 400 l de sable ( $d_g \leq 5$  mm) ;
- ✓ 800 l de gravillon ( $d_g \leq 25$  mm) ;
- ✓ 175 l d'eau de gâchage.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé. comporte quatre opérations :

- ✓ Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- ✓ La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- ✓ Le coulage du béton dans le coffrage ;

Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton. Les principaux avantages du béton armé sont :

**Economie :** Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression. et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

**Souplesse des formes :** Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes

**Résistance aux agents atmosphériques :** Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

**Résistance au feu :** Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies. En contrepartie, les risques de fissuration constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique est :

- Béton armé :  $\gamma_b = 25 \text{ kN / m}^3$  ;
- Béton non armé :  $\gamma_b = 22 \text{ kN / m}^3$  .

**Résistance mécanique :**

**1-Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression. cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

-Pour des résistance  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistance  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

**2-Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} .$$

**Définition des États Limites :**

Un ouvrage doit être conçu et dimensionné de manière à garantir une sécurité adéquate pendant toute sa durée de vie, en prenant en compte les risques suivants :

- La ruine de la structure ou celle de l'un de ses éléments.
- Des défaillances en service qui pourraient nuire à sa durabilité, son apparence ou au confort des utilisateurs.

Les états limites sont donc répartis en deux catégories principales :

### 1. État Limite Ultime :

Cet état est atteint lorsque l'ouvrage perd son équilibre statique (par exemple. basculement), sa stabilité de forme (flambement) ou, plus gravement, lorsqu'il subit une **rupture** qui conduit à sa ruine.

### 2. État Limite de Service :

Il s'agit de la situation où l'ouvrage dépasse des seuils qui affectent ses conditions normales de fonctionnement ou de durabilité, comme des **fissures** trop ouvertes ou des **déformations excessives** des éléments porteurs.

### Déformations et Contraintes de Calcul :

#### État Limite de ultime:

Lors des calculs pour l'état limite ultime de résistance, un diagramme spécifique est utilisé pour le béton, appelé le diagramme "**Parabole – Rectangle**". Dans certains cas, une version simplifiée du diagramme peut être utilisée, à savoir un diagramme **rectangulaire**.

#### Diagramme Parabole – Rectangle :

Il s'agit d'un graphique qui représente les relations entre les **déformations** et les **contraintes** dans le béton. Ce diagramme est applicable dans toutes les situations de calcul, et permet de modéliser le comportement du béton sous différentes charges.

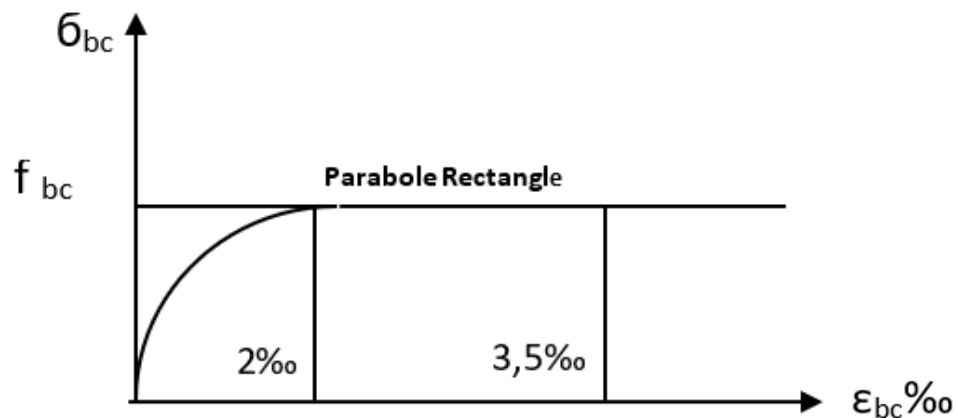


Figure I-2 : Diagramme Parabole – Rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} \quad . \text{ Pour le cas générale.}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.48 \text{ MPa} \quad . \text{ Pour le cas des combinaisons accidentelles.}$$

Avec:

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression ;

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$  ;

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_b = 1.50$ ; Cas générale;

$\gamma_b = 1.50$ ; Cas des combinaisons accidentelles

Le coefficient de minoration 0.85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essai sur éprouvettes.

### Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

### Contrainte admissible de cisaillement

Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u$ :  $\text{Min}(0.2f_{cj}/\gamma_b, 5\text{MPa})$  Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u$ :  $\text{Min}(0.15f_{cj}/\gamma_b, 4\text{MPa})$  Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

b : largeur de la pièce

d : hauteur utile.

### Module de déformation longitudinale du béton

-Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{MPa}; E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

-Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}; E_{i28} = 10818.9 \text{ MPa}$$

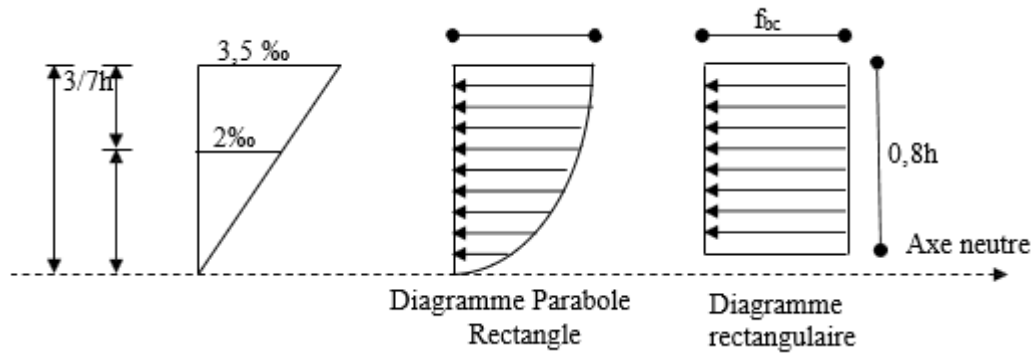


Figure I-3 : Diagramme des contraintes

**Module de déformation transversale :****Coefficient de poisson :**

La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

Où :  $\nu$  est le coefficient de poisson

$\nu = 0$  ; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) .

$\nu = 0.2$  ; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) .

**I.6.2. Les Aciers :**

Les aciers utilisés dans le béton armé varient en fonction de leur nuance et de leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence). Ils sont classés comme suit :

- Ronds lisses bruts** : obtenus par laminage.
- Barres à haute adhérence** : fabriquées par laminage à chaud d'un acier naturellement dur. offrant une meilleure adhérence au béton.
- Fils à haute adhérence** : produits par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage ou laminage à froid. ce qui améliore encore l'adhérence et la résistance.
- Treillis soudés** : constitués de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence assemblés par soudage pour former une maille.

Les barres d'acier utilisées sont identifiées par leur diamètre nominal ( $\emptyset$  varnothing $\emptyset$ ). En règle générale. sauf accord particulier avec le fournisseur. la longueur des barres ne doit pas dépasser 12 mètres (qui est la longueur standard courante).

**Caractéristiques de l'acier :**

- Le poids volumique de l'acier est de 78.5 kN/m<sup>3</sup>.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est de 200 000 MPa.

**Diagramme Déformation - Contrainte :**

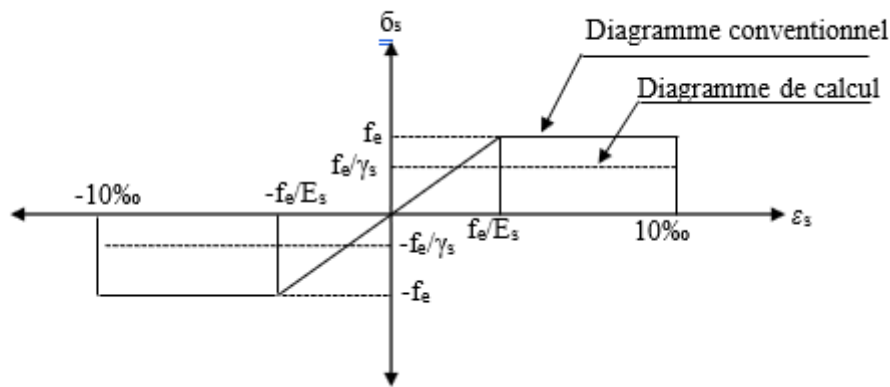
Dans le cadre de cette étude. nous utilisons des aciers longitudinaux de type feE400 et des aciers transversaux de type feE235.

Lors des calculs liés aux états limites. un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  est intégré. Ce coefficient prend les valeurs suivantes :

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

$\gamma_s = 1.15$  ; Cas général. on a  $\sigma_s = 348 MPa$  ;

$\gamma_s = 1.00$ ; Cas des combinaisons accidentelles. on a  $\sigma_s = 400 MPa$



**Figure I-4 : Diagramme déformation -contraintes**

**Contraintes limites de traction des armatures :**

- $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$  (Pas de limitation) ..... Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$  avec  $\bar{\sigma}_s = \min(f_e \times \frac{2}{3} ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$  ..... Fissuration préjudiciable
- $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$  avec  $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$  ..... Fissuration très préjudiciable

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;

- $\eta = 1$  ..... pour rond lisse ;
- $\eta = 1.3$  Pour haute adhérences avec  $\Phi < 6 mm$ .
- $\eta = 1.6$  Pour hautes adhérences avec  $\Phi < 6 mm$ .

$\sigma_{st}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers.

**I.7.Hypothèse de calcul :**

Selon les règles B.A.E.L 91. on distingue deux états de calcul :

- ✓ Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- ✓ Etats limites de service E.L.S

**E.L.U.R :**

Ce type de vérification vise à assurer l'équilibre entre. d'une part. les efforts dus aux actions majorées (c'est-à-dire augmentées par des coefficients de sécurité). et d'autre part. les efforts résistants des matériaux. calculés en supposant que ceux-ci atteignent leur limite de résistance réduite. Cette méthode de calcul est conforme aux exigences du règlement parasismique Algérien **RPA 99 (version 2003)**. Il est également essentiel de s'assurer que l'état limite ultime n'est pas atteint. en gardant à l'esprit que les actions sismiques sont considérées comme des actions accidentelles. et donc traitées avec une approche particulière en termes de sécurité.

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;

La résistance du béton à la traction est négligée

Le raccourcissement du béton est limité à :

$$\varepsilon_s = 3.5\text{‰ en flexion composé ;}$$

$$\varepsilon_s = 2\text{‰ en compression simple.}$$

L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_s = 10\text{‰}$  ;

Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

Le béton en compression ;

L'acier en traction et en compression.

**Règles des trois pivots :**

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- ✓ Par écrasement du béton comprimé.
- ✓ Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- ✓ Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

✓ La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

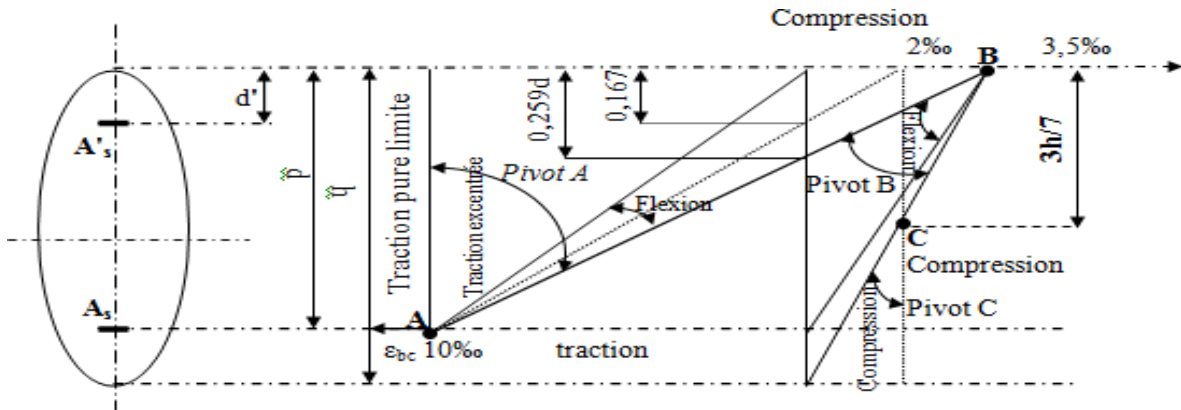


Figure I-5 : Diagramme des déformations limitées de la section

Tableau I-1 : Les déformations limites du pivot

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 <sup>0</sup> /100
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 <sup>0</sup> /100
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 <sup>0</sup> /100

**E.L.S :**

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

**Hypothèses de calcul :**

- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- ✓ le béton tendu est négligé ;
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \epsilon_s ; \text{ avec } \epsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Pour convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{ Coefficient d'équivalence}$$

**Les combinaisons de calcul :**

Anc les combinaisons de calcul s à considérer pour la détermination des sollicitation et de déformation sont :

Sollicitation durable :

- ELU :  $1.35G+1.5Q$
- ELS :  $G+Q$

Sollicitation accidentelle :

- $G + Q \pm E$
- $0.8Q \pm E$
- $G + Q$

**Chapitre II**  
**Pré**  
**Dimensionnement**  
**Des Eléments**  
**Résistants**

**II.1.Introduction :**

Le prédimensionnement des éléments structuraux est une phase essentielle dans la conception d'une structure en génie civil. Il permet de déterminer les dimensions initiales des principaux éléments porteurs, tels que les poutres, les poteaux, les dalles et les voiles, afin d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

**II.2.Pré dimensionnement des poutres :**

Une poutre est un élément structural linéaire conçu pour supporter les charges et les transmettre aux appuis, en résistant principalement à la flexion.

**a. Poutres principales :** dans le sens longitudinal La plus grande portée dans le sens longitudinal :  $L_{\max} = 475\text{cm}$

$$\frac{h}{15} \leq h \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31.6 \leq h \leq 47.5 \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

Pour le RPA99/V2003 On prend :  $\begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

**b. Poutres secondaires :** dans le sens transversal

La plus grande portée dans le sens transversal :  $L_{\max} = 334\text{cm}$

$$\frac{h}{15} \leq h \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{334}{15} \leq h \leq \frac{334}{10} \Rightarrow 22.26 \leq h \leq 33.40 \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Pour le RPA99/V2003 On prend :  $\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

**II.3.Plancher :**

Un plancher corps creux est un plancher en béton armé allégé par des éléments creux (boîtes, entrevous ou hourdis) afin de réduire son poids tout en conservant sa résistance structurelle.

$$h \geq \frac{L_{PS} - b_{PP}}{22.5} \Rightarrow h \geq \frac{334 - 30}{22.5} \Rightarrow h \geq 13.5$$

On adopte un plancher de type (16 + 4) cm :  $\begin{cases} 16\text{ cm corps creux} \\ 4\text{ cm dalle de compression} \end{cases}$

## II.4.Descente de charges :

La descente des charges est une analyse structurale permettant de tracer le cheminement des forces depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. en traversant les éléments porteurs.

### II.4.1.Corps creux

#### a- Plancher terrasse inaccessible :

Un plancher terrasse inaccessible est une dalle de couverture non destinée à la circulation. généralement utilisée pour protéger le bâtiment des intempéries et assurer l'isolation thermique et l'étanchéité.

- ✓ Gravier coulé :  $0.2 \times 4 = 0.8KN/m^2$
- ✓ Etanchéité multicouche (2cm) :  $0.12KN/m^2$
- ✓ Forme en pente (5cm) :  $22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2$
- ✓ Asphalte coulé sablé (2.5cm) :  $0.5KN/m^2$
- ✓ Plancher (16+4) :  $2.8KN/m^2$
- ✓ Enduit en ciment (2cm) :  $0.1 \times 2 = 0.2KN/m^2$

$$G_{Terrasse} = 5.68KN/m^2$$

#### b- Planchers étages courants:

Un plancher d'étage courant est une structure horizontale supportant les charges d'exploitation d'un niveau intermédiaire d'un bâtiment. assurant la répartition des efforts et le confort des occupants.

- ✓ Carrelage (2cm) :  $0.2 \times 2 = 0.4KN/m^2$
- ✓ Mortier en pose (2cm) :  $0.2 \times 2 = 0.4KN/m^2$
- ✓ Sable (2cm) :  $18 \times 0.02 = 0.36KN/m^2$
- ✓ Plancher (16+4) :  $2.8KN/m^2$
- ✓ Enduit en plâtre (2cm) :  $2 \times 0.1 = 0.2KN/m^2$
- ✓ Cloisons en brique creuse (10cm) :  $9 \times 0.1 = 0.9KN/m^2$

$$G_{étage} = 5.06KN/m^2$$

$$Q_{étage} = 1.5KN/m^2$$

**II .4.2.Dalle pleine :****a- Plancher terrasse inaccessible :**

✓ Revêtement :  $2.72KN/m^2$

✓ Poids Propre :  $5KN/m^2$

✓  $G_{Terrasse} = 2.72 + 5$

$G_{Terrasse} = 7.72KN/m^2$

**b- Planchers étages courants:**

✓ Revêtement :  $2.26KN/m^2$

✓  $P_{Pdalle} = ep \times \gamma_{BA} = 0.2 \times 25 = 5KN/m^2$

✓  $G_{étage} = 5 + 2.26$

$G_{étage} = 7.26KN/m^2$

**II.4.3.Mur extérieur :**

✓ Brique creuse (10cm) :  $9 \times 0.1 = 0.9KN/m^2$

✓ Enduit en ciment (2cm) :  $2 \times 0.18 = 0.36KN/m^2$

✓ Brique creuse (15cm) :  $2 \times 0.15 = 0.30KN/m^2$

✓ Enduit en plâtre (1.5cm) :  $1.5 \times 0.1 = 0.15KN/m^2$

$G_{mur} = 2.76KN/m^2$

**II.5.Poteaux :**

Un poteau est un élément vertical porteur qui transmet les charges des structures supérieures vers les fondations. en résistant principalement à la compression.

**II.5.1.Calcul la surface afférente du poteau plus sollicité :**

$S = (2.45 + 1.77) \times (1.5 + 2.55)$

$S = 17.09 m^2$

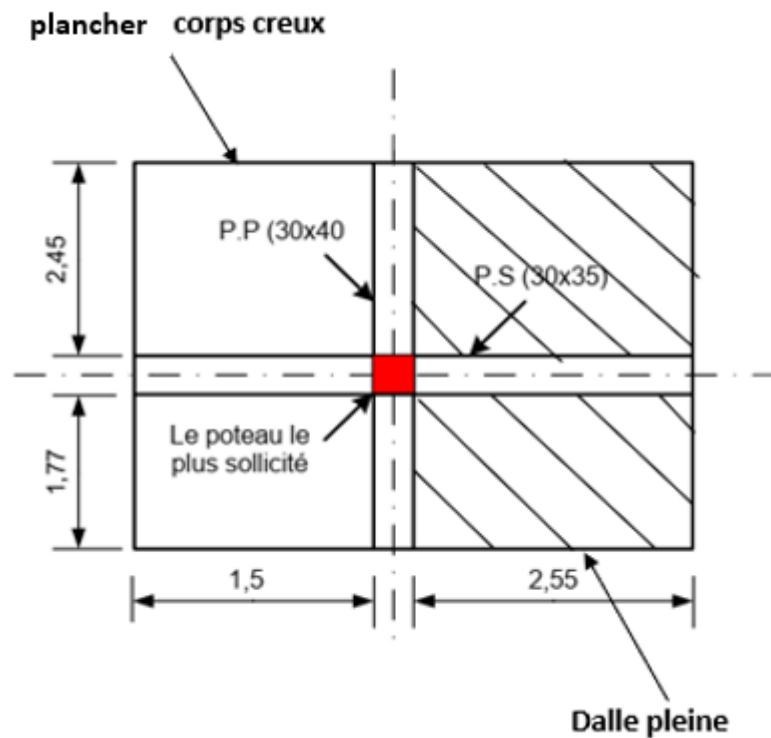


Figure II-1: poteau plus sollicité

**Effort normal dû aux charges permanentes :**

$$P_{\text{plancher}} = (G_{\text{Terrasse}} + 7 \times G_{\text{étage}}) \times S$$

$$P_{\text{plancher}} = (5.52 + 7 \times 5.06) \times 17.09$$

$$P_{\text{plancher}} = 349.83 \text{KN}$$

$$P_{\text{Dalle pleine}} = (G_{\text{Terrasse}} + 7 \times G_{\text{étage}}) \times S$$

$$P_{\text{Dalle pleine}} = 500.22 \text{KN}$$

$$P_{PP} = \gamma \times b \times h \times L_{PP} \times n$$

$$P_{PP} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 4.22 \times 8$$

$$P_{PP} = 101.28 \text{KN}$$

$$P_{PS} = \gamma_{BA} \times b \times h \times L_{PS} \times n$$

$$P_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 1.5 \times 8$$

$$P_{PS} = 31.5 \text{KN}$$

$$N_G = P_{\text{plancher}} + P_{\text{Dalle pleine}} + P_{PP} + P_{PS}$$

$$N_G = 349.83 + 500.22 + 101.28 + 31.5 = 982.83 \text{KN}$$

**II.5.2. Effort normal dû aux charges d'exploitation :****Tableau II.1 : Loi de dégression**

Niveau	Le dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Q <sub>0</sub>	1
7	Q <sub>1</sub> = Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	2.5
6	Q <sub>2</sub> = Q <sub>0</sub> +0.95(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )	3.85
5	Q <sub>3</sub> = Q <sub>0</sub> +0.9(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )	5.05
4	Q <sub>4</sub> = Q <sub>0</sub> +0.85(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> )	6.1
3	Q <sub>5</sub> = Q <sub>0</sub> +0.8(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> )	7
2	Q <sub>6</sub> = Q <sub>0</sub> +0.75(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> )	7.75
1	Q <sub>7</sub> = Q <sub>0</sub> +0.71(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> )	8.46

$N_Q$  Pour loi de dégression

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$$

$$Q_n = 1 + 0.71 \times (7 \times 1.5) = 8.46 \text{KN/m}^2$$

$$N_Q = Q_n \times S = 8.46 \times 17.09 = 144.58 \text{KN}$$

**II.5.3. L'effort normal NU :**

$$N_U = (1.35G + 1.5Q) \times 1.1 = (1.35 \times 982.83 + 1.5 \times 144.58) \times 1.1$$

$$N_U = 1698.06 \text{KN}$$

**II.5.4. Dimensionnement des sections (a×b) :****a. Dimensionnement « a » :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad L_f = h_{\text{étage}} \times 0.7 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3 \cdot 12}{a \cdot b}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

$$\lambda = \frac{h_{\text{étage}} \times 0.7}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0.289 \times 50} \Rightarrow a \geq 14.82 \text{cm} \Rightarrow a = 45 \text{cm}$$

Pour la vérification de RPA 2003

$$\lambda = \frac{214}{0.289 \times 45} = 16.46 \leq 50$$

**b. Dimensionnement « b » :**

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \theta \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a - 2 \text{cm}) \cdot (b - 2 \text{cm}) = (45 - 2) \cdot (b - 2) = 43(b - 2) \text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{Zone IIa} \Rightarrow A_s = 0.8 \times B_r = 0.8 \times 43(b - 2) \text{cm} = 34.4(b - 2)$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.46}{35}\right)^2} = 0.81$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{43(b-2)cm \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + 0.344(b-2) \frac{400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$1698.06 \leq 0.81[79.63(b-2) + 11.97(b-2)]$$

$$1698.06 \leq 74.196(b-2) \Rightarrow b \geq 23.9cm$$

$$b = 45cm$$

Donc on adopte :  $(a \times b) = (45 \times 45)cm^2$

Il y a 03 types de poteaux :

Types 01 :  $(45 \times 45)cm^2$  du RDC au 2<sup>ème</sup> étage

Types 02 :  $(40 \times 40)cm^2$  du 3<sup>ème</sup> étage au 5<sup>ème</sup> étage

Types 03 :  $(35 \times 35)cm^2$  du 6<sup>ème</sup> étage au 7<sup>ème</sup> étage

# Chapitre III

## Calcul des planchers

### III.1.Introduction :

Les poutrelles sont des éléments linéaires porteurs utilisés pour supporter les planchers. Elles récupèrent les charges appliquées et les transmettent aux supports. En règle générale, ce sont les poutres ou les murs porteurs qui assurent cette fonction. Elles ont la possibilité d'être réalisées en béton armé. Fabriqué en acier ou en bois. En fonction du type de structure.

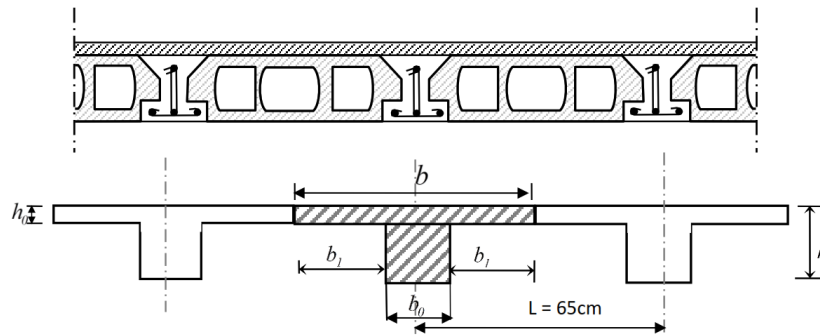


Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles

### III.2. Planchers d'étages courants :

#### Méthodes de calcul (méthodes de forfaitaire):

L'application de cette méthode suppose la vérification des conditions suivantes :

- La charge d'exploitation (est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou à 5 KN/m<sup>2</sup>).  
 $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$ .
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.  
 $I = C^{\text{te}}$ .
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

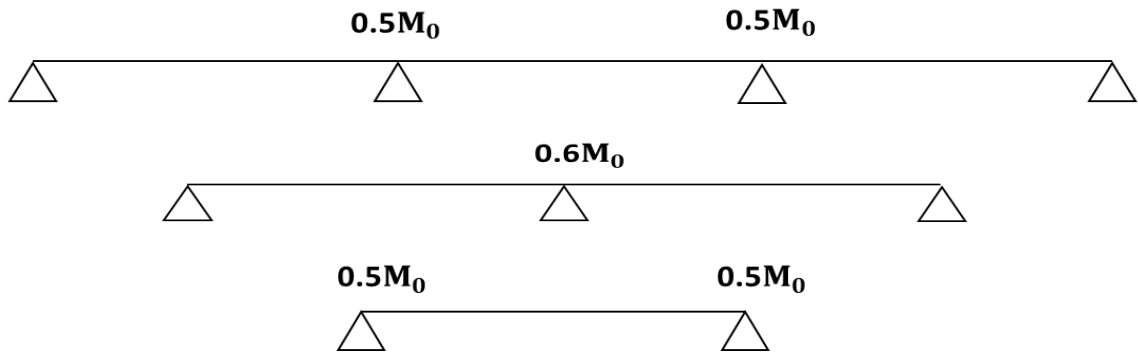
$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (fissuration peu préjudiciable).

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher :  $h_t = 20$  cm
- Epaisseur de la nervure :  $h_0 = 4$  cm
- Largeur de la nervure :  $b_0 = 12$  cm

III.3. Type des poutrelles



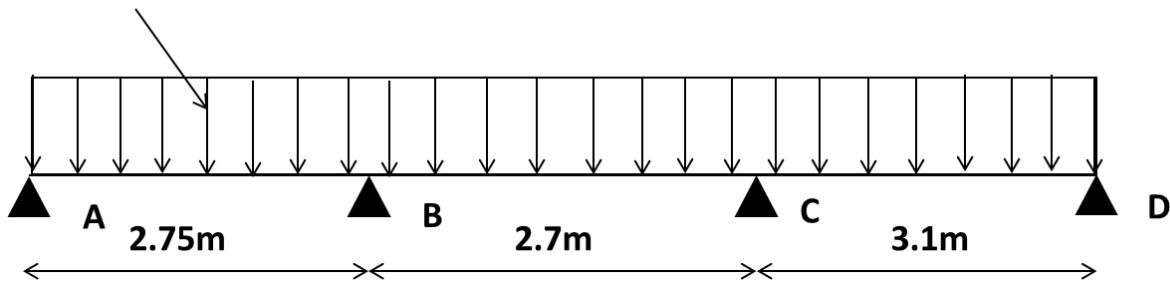
$$Q = \text{KN/m}^2 \leq (2G = 2 \times 5.06 = 10.12 \text{KN/m}^2)$$

E.L.U

Les moments isostatiques

1<sup>er</sup> Type

$$q_u = 5.9 \text{KN/ml}$$



ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.2$$

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9 \times 2.75^2}{8} = 5.58 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9 \times 2.7^2}{8} = 5.38 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.1^2}{8} = 7.09 \text{KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0.20 M_0^{AB} = 0.20 \times 5.58 = 1.19 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \cdot \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = 2.79 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \cdot \max(M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = 3.54 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.2 \cdot M_0^{CD} = 1.4 \text{KN.m}$$

Moment en travée :

Travée AB :

$$M_t^{AB} \geq \max[1.05 \times 5.58; (1 + 0.3 \times 0.2) \times 5.58] - \left[ \frac{1.19 + 2.79}{2} \right] = 3.9 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.2}{2} \times 5.58 = 3.5 \text{KN.m}$$

On prend  $M_t^{AB} = 3.9 \text{KN.m}$

**Travée BC :**

$$M_t^{BC} \geq \max[1.05 \times 5.58; (1 + 0.3 \times 0.2) \times 5.58] - \left[ \frac{2.79 + 3.54}{2} \right] = 2.53 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.2}{2} \times 5.38 = 2.85 \text{KN.m}$$

On prend  $M_t^{BC} = 2.85 \text{KN.m}$

**Travée CD :**

$$M_t^{CD} \geq \max[1.05 \times 7.09; (1 + 0.3 \times 0.2) \times 7.09] - \left[ \frac{3.54 + 1.4}{2} \right] = 5.04 \text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.2}{2} \times 7.09 = 4.47 \text{KN.m}$$

On prend  $M_t^{CD} = 4.47 \text{KN.m}$

**Les efforts tranchants :**

$$T_W = \frac{M_W - M_E}{L} + \frac{q.l}{2}$$

$$T_E = \frac{M_W - M_E}{L} - \frac{q.l}{2}$$

**Travée (AB)**

$$T_w = \frac{1.19 - 2.79}{2.75} + \frac{5.9 \times 2.75}{2} = 7.5 \text{KN}$$

$$T_e = \frac{1.19 - 2.79}{2.75} - \frac{5.9 \times 2.75}{2} = -8.7 \text{KN}$$

**Travée (BC)**

$$T_w = \frac{2.79 - 3.54}{2.7} + \frac{5.9 \times 2.7}{2} = 7.68 \text{KN}$$

$$T_e = \frac{2.79 - 3.54}{2.7} - \frac{5.9 \times 2.7}{2} = -8.2 \text{KN}$$

**Travée (CD)**

$$T_w = \frac{3.54 - 1.4}{3.1} + \frac{5.9 \times 2.75}{2} = 9.84 \text{KN}$$

$$T_e = \frac{3.54 - 1.4}{3.1} - \frac{5.9 \times 2.75}{2} = -8.45 \text{KN}$$

Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchant :

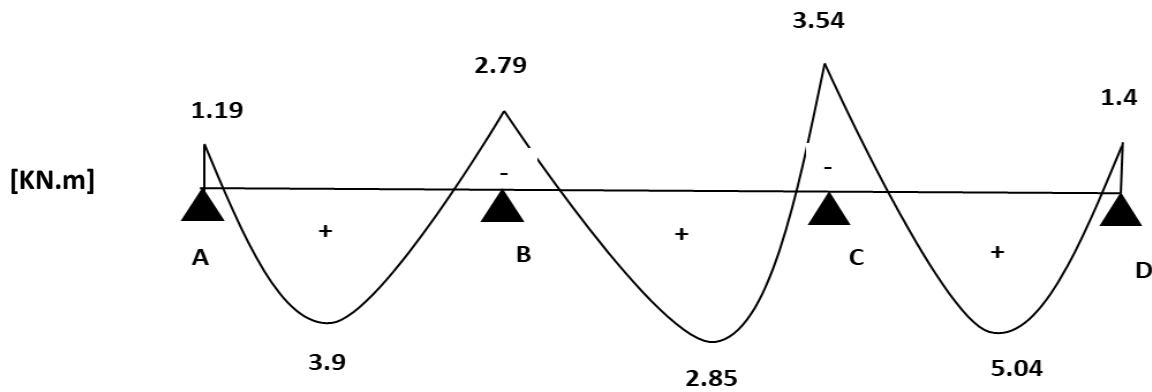


Figure III.2 : Diagramme des moments

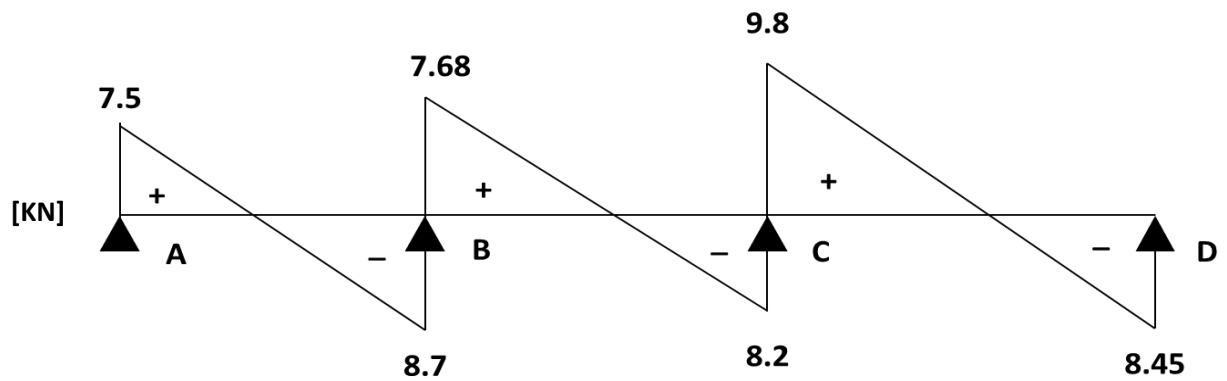


Figure III.3 : Diagramme des effort tranchants

E.L.S

$$M_0^{AB} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.26 \times 2.75^2}{8} = 4.03 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.26 \times 2.7^2}{8} = 3.88 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.26 \times 3.1^2}{8} = 5.1 \text{KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0.20 M_0^{AB} = 0.20 \times 4.03 = 0.8 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \cdot \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = 2 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \cdot \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = 2.55 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.2 \cdot M_0^{CD} = 0.20 \times 5.1 = 1.2 \text{KN.m}$$

**Moment en travée :**

**Travée AB :**

$$M_t^{AB} \geq \max[1.05 \times 4.03; (1 + 0.3 \times 0.2) \times 4.03] - \left[ \frac{0.8 + 2}{2} \right] = 2.87 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.2}{2} \times 4.03 = 2.54 \text{KN.m}$$

On prend  $M_t^{AB} = 2.87 \text{KN.m}$

**Travée BC :**

$$M_t^{BC} \geq \max[1.05 \times 3.88; (1 + 0.3 \times 0.2) \times 3.88] - \left[ \frac{2 + 2.55}{2} \right] = 1.8 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.2}{2} \times 3.88 = 2.05 \text{KN.m}$$

On prend  $M_t^{BC} = 2.05 \text{KN.m}$

**Travée CD :**

$$M_t^{CD} \geq \max[1.05 \times 5.1; (1 + 0.3 \times 0.2) \times 5.1] - \left[ \frac{2.55 + 1.2}{2} \right] = 3.5 \text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.2}{2} \times 5.1 = 3.2 \text{KN.m}$$

On prend  $M_t^{CD} = 3.5 \text{KN.m}$

**Les efforts tranchants :**

**Travée (AB)**

$$T_w = \frac{0.8 - 2}{2.75} + \frac{4.26 \times 2.75}{2} = 5.4 \text{KN}$$

$$T_e = \frac{0.8 - 2}{2.75} - \frac{4.26 \times 2.75}{2} = -6.29 \text{KN}$$

**Travée (BC)**

$$T_w = \frac{2 - 2.55}{2.75} + \frac{4.26 \times 2.7}{2} = 5.5 \text{KN}$$

$$T_e = \frac{2 - 2.55}{2.75} - \frac{4.26 \times 2.7}{2} = -5.95 \text{KN}$$

**Travée (CD)**

$$T_w = \frac{2.55 - 1.2}{3.1} + \frac{4.26 \times 3.1}{2} = 7.03 \text{KN}$$

$$T_e = \frac{2.55 - 1.2}{3.1} - \frac{4.26 \times 3.1}{2} = -6.16 \text{KN}$$

Tableau III.1: Résultats obtenus :

Type	Travée	L(m)	E.L.U(KN/m)						E.L.S (KN/m)			
			$M_0$	$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$	$M_0$	$M_t$	$M_w$	$M_e$
01	AB	2.75	5.58	3.9	-1.19	-2.79	7.5	-8.7	4.03	2.87	-0.8	-2
	BC	2.7	5.38	2.85	-2.79	-3.54	7.68	-8.2	3.88	2.05	-2	-2.55
	CD	3.1	7.09	5.04	-3.54	-1.4	9.8	-8.45	5.1	3.5	-2.55	-1.2
02	AB	2.85	5.9	3.7	-1.18	-4.93	7.09	-9.7	4.32	2.7	-2.7	-3.54
	BC	3.34	8.22	5.42	-4.93	-1.64	10.8	-8.86	5.9	3.7	-3.7	-1.18
03	AB	3.34	8.22	5.17	-4.11	-4.1	9.8	-9.8	5.9	3.71	-3.71	-2.95

**Récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchant**

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\text{E.L.U} \begin{cases} M_{t \max} = 5.42 \text{KN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 4.93 \text{KN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 1.64 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \begin{cases} M_{t \max} = 3.71 \text{KN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 3.54 \text{KN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 2.95 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Ferrailage :****Calcul du ferrailage des poutrelles à E.L.U :**

- ✓ Entraxe des poutrelles :  $b = 65 \text{cm}$
- ✓ Largeur de la section :  $b_0 = 12 \text{cm}$
- ✓ Hauteur de la dalle de compression  $h = 4 \text{cm}$
- ✓ Hauteur utile :  $d = 0.9 \cdot h = 18 \text{cm}$
- ✓ Contrainte des aciers :  $f_e = 400 \text{MPa}$
- ✓ Contrainte de la compression de béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$
- ✓ Contrainte limite de la traction du béton  $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$
- ✓ Fissuration non préjudiciable (étage courant)
- ✓ Fissuration préjudiciable (étage terrasse)

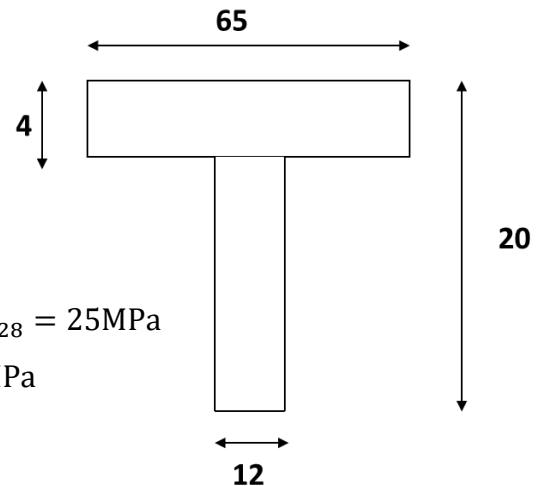


Figure III.4 : Section en T

**Calcul des armatures longitudinales à E.L.U :****Travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir la partie comprimée intéresse la table de la compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcul le moment équilibre par la table  $M_t$

$$M_t = \sigma_{bc} \times h_0 \times b \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 5 \times 65 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3}$$

$$M_t = 58.95 \text{KN.m}$$

$$M_{t_{max}} = 5.42 \text{KN.m} < M_t = 58.95 \text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la Tableau de compression. la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{cm}^2$  soumise à :  $M_{t_{max}} = 5.42 \text{KN.m}$

$$d = 0.9 \cdot h = 18 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{t_{max}}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{5.42 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_{t_{max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.42 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 0.87 \text{cm}^2 \text{p.m}$$

**Section minimale d'armature :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 15 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$A_{min} < A_{cal}$$

On prend 3T10 avec  $A_t = 2.36 \text{cm}^2 \text{p.m}$

**Appuis de rive**

$$M_{a_{rive}} = 1.64 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1.64 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.64 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 0.26 \text{cm}^2 \text{p.m}$$

**Section minimale d'armature :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = A_a$$

On prend 1T10 avec  $A_a = 0.79 \text{cm}^2$

**Appuis intermediares**

$$M_{a_{int}} = 1.93 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1.93 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.089 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.953$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.93 \times 10^3}{0.953 \times 18 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$$

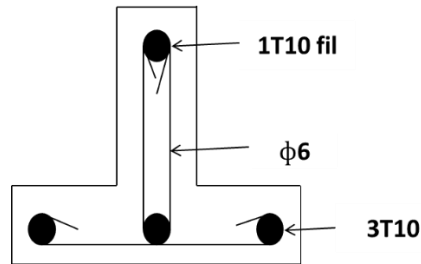
**Section minimale d'armature :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

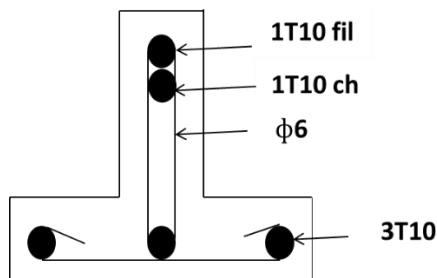
$$A_{min} < A_a$$

On prend 2T10 avec  $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$

**Disposition de ferrailage :**



**Figure III.5 : Appuis de rive (étage courant)**



**Figure III.6 : Appuis intermédiaire (étage courant)**

**Vérification à l'E.L.S :**

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A_s(d - y) = 32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$y = 3.9\text{cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3.9^3}{3} + (15 \times 2.36) \times (18 - 2.36)^2$$

$$I = 8323.11\text{cm}^4$$

**Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{tser}}{I} \times y = \frac{3710}{8323.11} \times 3.9$$

$$\sigma_b = 1.73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.73\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

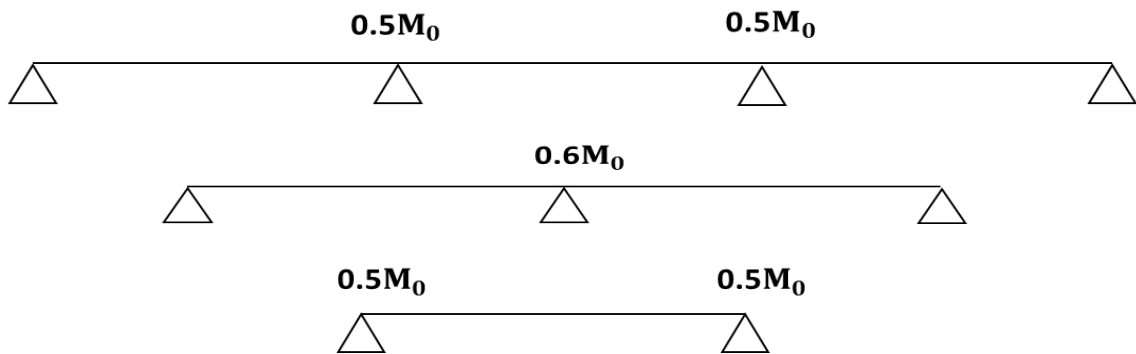
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Leftrightarrow \frac{20}{334} = 0.059 \geq 0.04 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Leftrightarrow \frac{20}{334} = 0.059 \geq \frac{3.71}{15 \times 5.9} = 0.041 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.3.2. Plancher terrasse :

La Méthode utilisée :

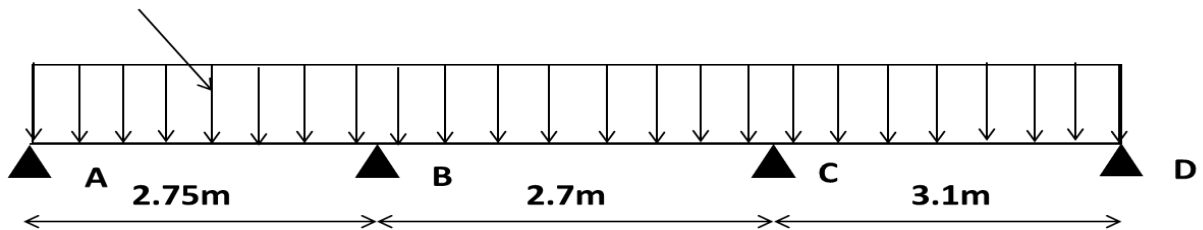
Pour le calcul des sollicitations on utilisé le logiciel RDM6.

Type des poutrelles



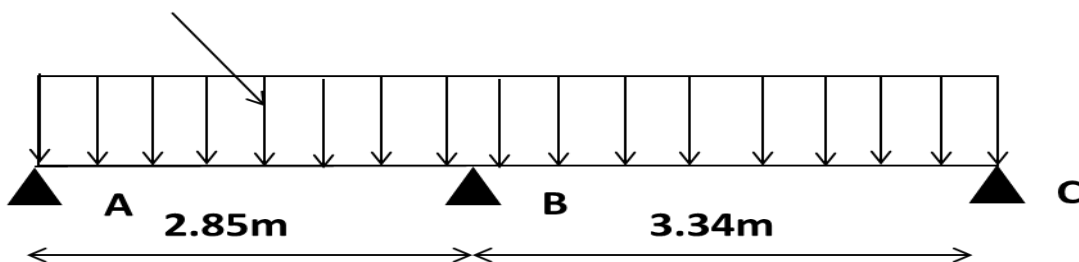
1<sup>er</sup> Type:

$qu=5.95\text{KN/ml}$



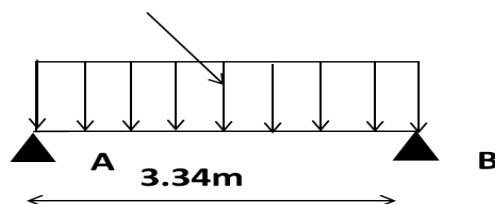
2<sup>eme</sup> Type:

$qu=5.95\text{KN/ml}$



3<sup>eme</sup> Type:

$qu=5.95\text{KN/ml}$



**Méthode de RDM 6 :**

Ce logiciel donne les diagrammes de moments et les diagrammes de efforts tranchants et pour calcul les moments en appuis de rive en utiliser les formules suivant :

$$M_{\text{a rive}} = 0.2 M_0$$

**L'ELU :**

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.68 + 1.5 \times 1$$

$$q = 5.95 \text{ kN/ml}$$

**L'ELS :**

$$q = G + Q = 5.68 + 1$$

$$q = 6.68 \text{ kN/ml}$$

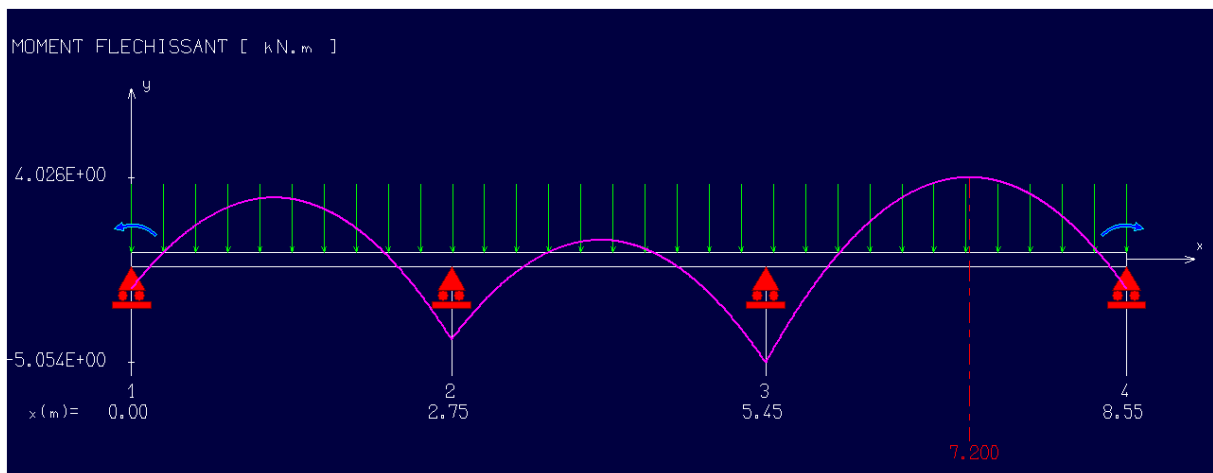
**1<sup>er</sup> Type:****L'ELU :**

Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissants

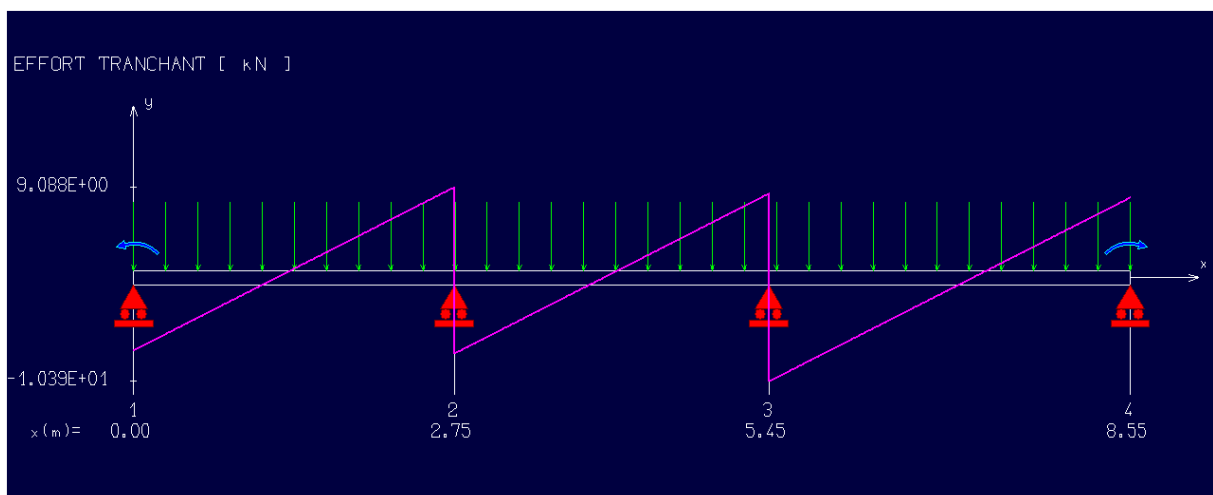


Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.95 \times 3.1^2}{8} = 7.15 \text{KN.m}$$

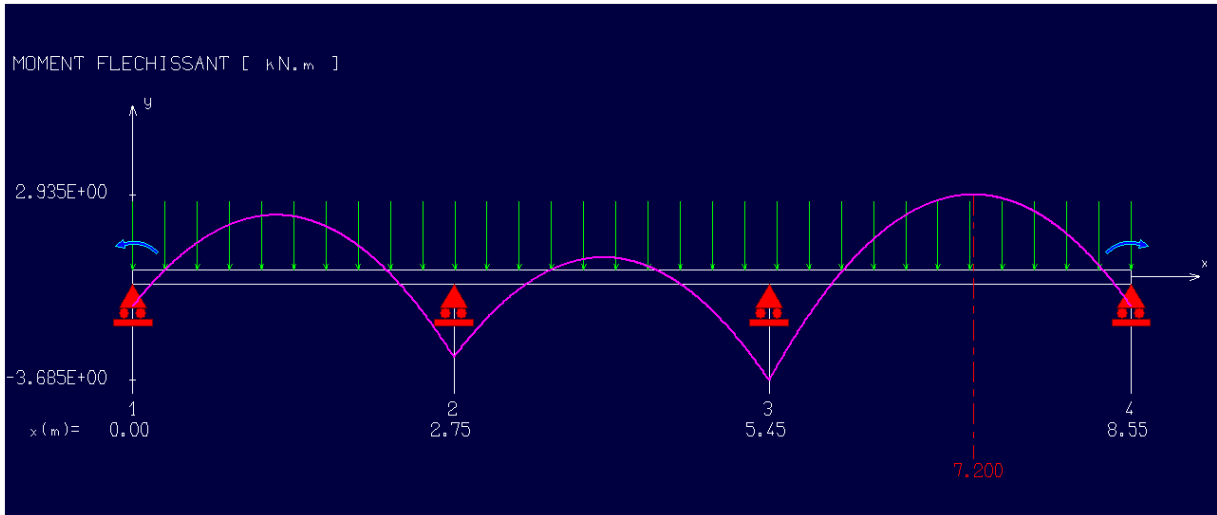
$$M_{t\max} = 4.02 \text{KN.m}$$

$$M_{a\text{ rive}} = 0.2M_0 = 0.2 \times 4.02 = 1.42 \text{KN.m}$$

$$M_{a\text{ int}} = 5.05 \text{KN.m}$$

$$T_{\max} = 10.3 \text{KN.m}$$

**L'ELS :**



**Figure III.9 : Diagramme de moments fléchissants**

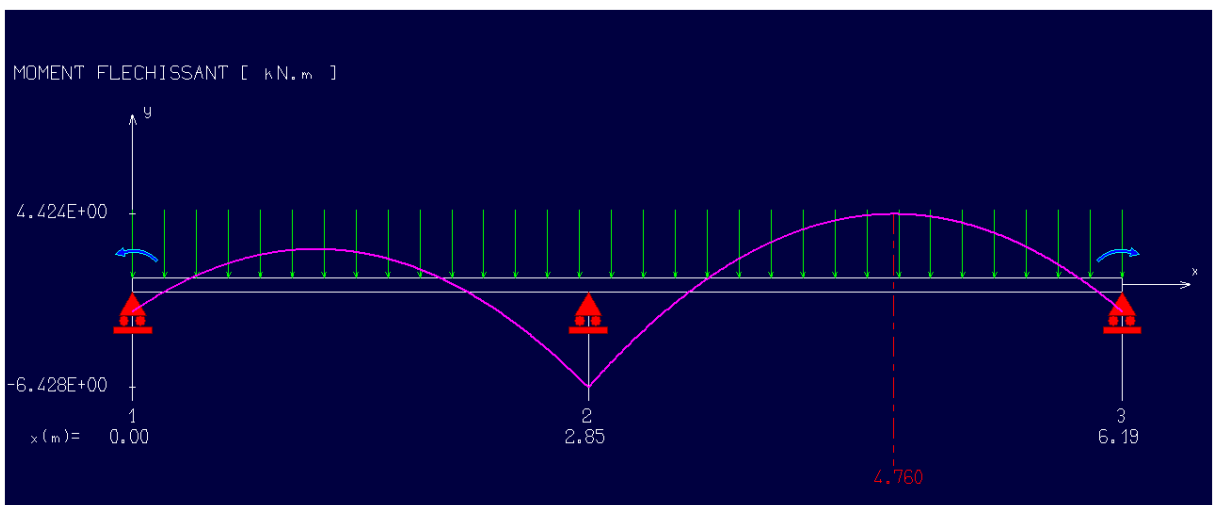
$$M_{t\max} = 2.9 \text{KN.m}$$

$$M_{a\text{ rive}} = 1.04 \text{KN.m}$$

$$M_{a\text{ int}} = 3.06 \text{KN.m}$$

**2<sup>eme</sup> Type:**

**L'ELU :**



**Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissants**

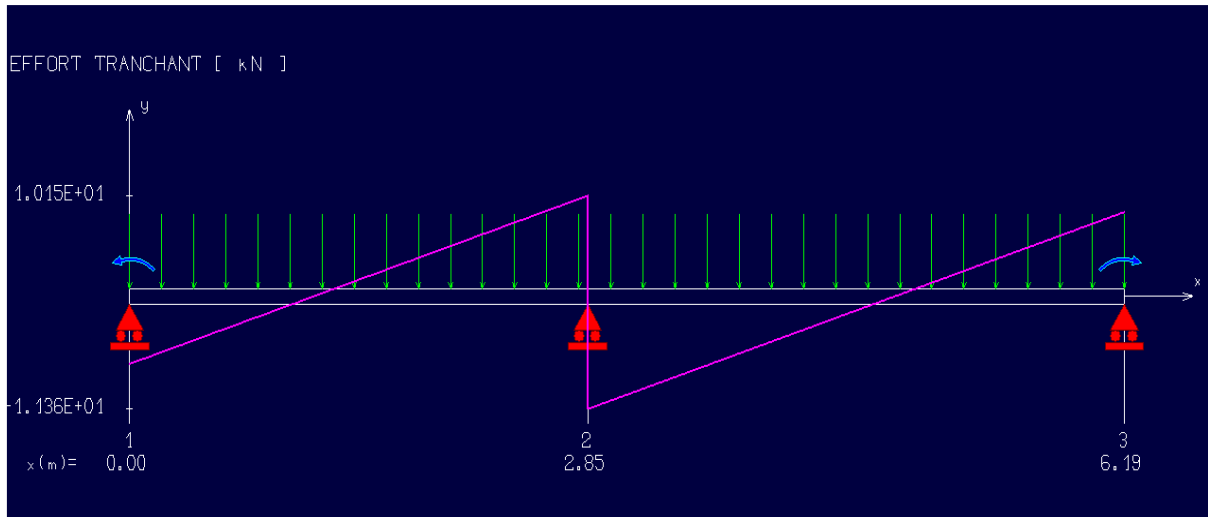


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.95 \times 3.34^2}{8} = 7.15 \text{KN.m}$$

$$M_{tmax} = 4.4 \text{KN.m}$$

$$M_{a\ rive} = 0.2M_0 = 0.2 \times 4.4 = 1.66 \text{KN.m}$$

$$M_{a\ int} = 6.4 \text{KN.m}$$

$$T_{max} = 11.3 \text{KN.m}$$

**L'ELS :**

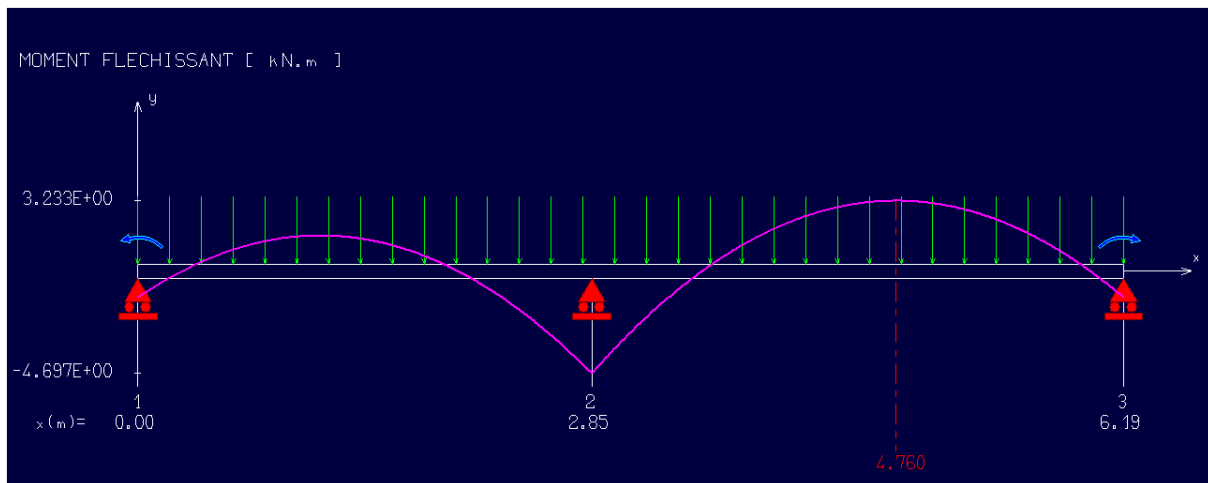


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissants

$$M_{tmax} = 3.2 \text{KN.m}$$

$$M_{a\ rive} = 1.2 \text{KN.m}$$

$$M_{a\ int} = 4.6 \text{KN.m}$$

3<sup>ème</sup> Type:

L'ELU :

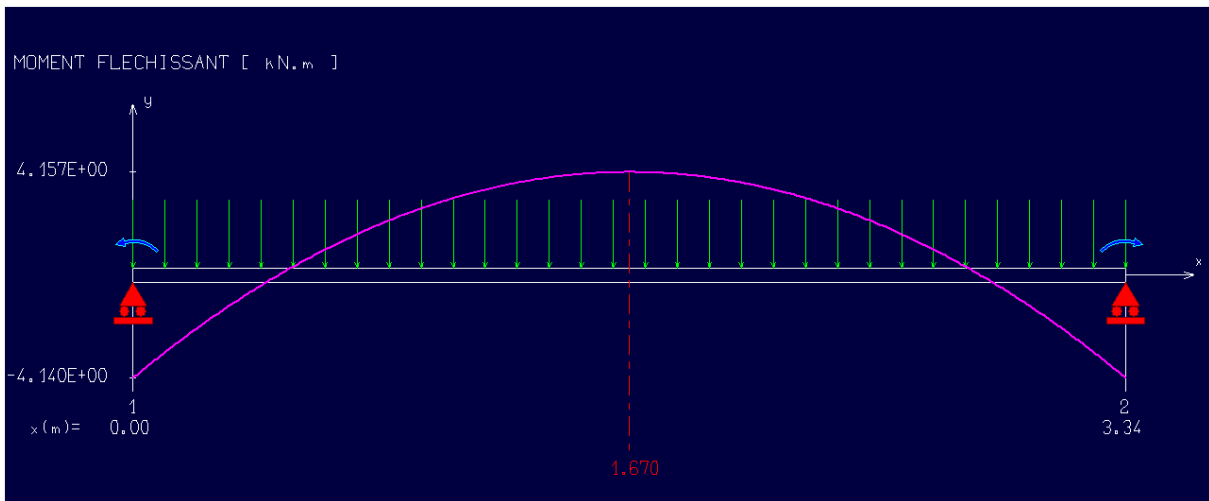


Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissants

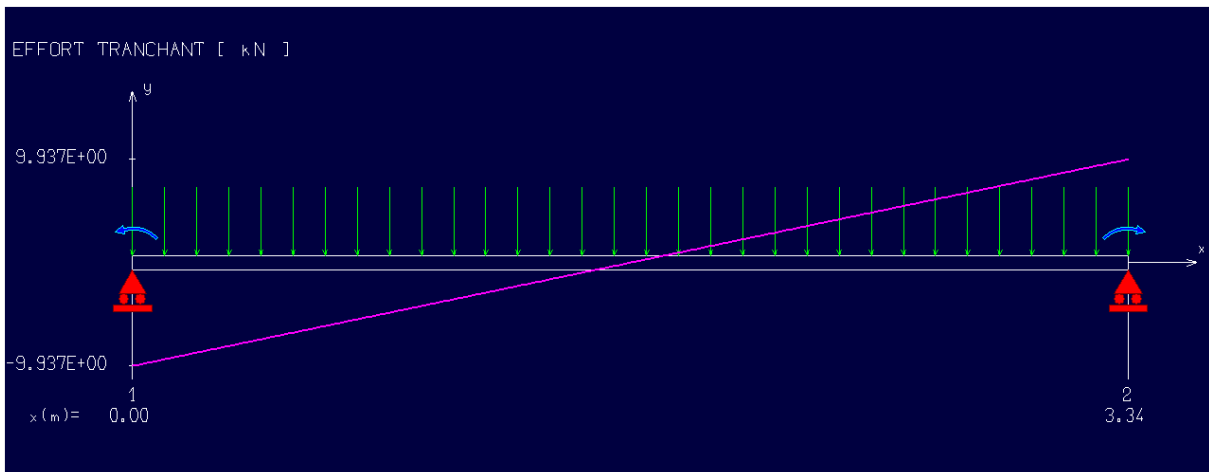


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants

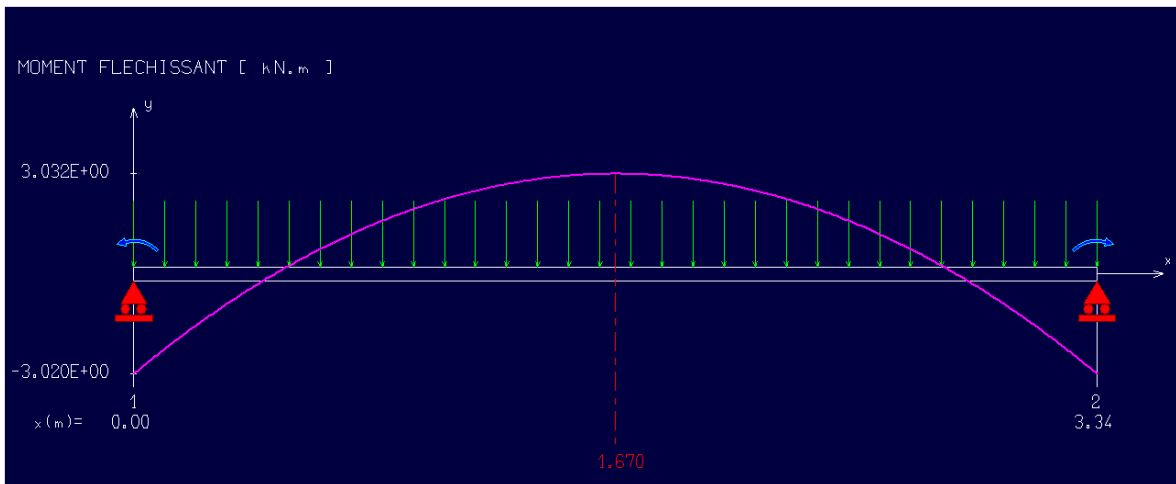
$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,95 \times 3,34^2}{8} = 7,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\max} = 4,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\text{ rive}} = 0,5M_0 = 0,5 \times 7,15 = 4,14 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 9,93 \text{ kN.m}$$

**L'ELS :**



**Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissants**

$$M_{tmax} = 3.03 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\text{ rive}} = 3.02 \text{ kN.m}$$

**Les sollicitation maximales de calcul sont :**

**A L'ELU :**

$$M_{tmax} = 4.4 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\text{ rive}} = 4.14 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\text{ int}} = 6.4 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 11.3 \text{ kN.m}$$

**A L'ELS :**

$$M_{tmax} = 3.2 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\text{ rive}} = 3.02 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\text{ int}} = 5.05 \text{ kN.m}$$

**Ferrailage(A L'ELU) :**

**Travée:**

$$M_{tb} = \sigma_{bc} \times h_0 \times b \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 5 \times 65 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{tb} = 59 \times 10^{-3} \text{ kN.m}$$

$$M_t = 8.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\text{ max}} \leq M_{tb}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la Tableau de compression. la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension

$$(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2 \text{ soumise à : } M_{t\text{ max}} = 4.4 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4.4 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.014$$

$$\beta = 0.993$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.4 \times 10^3}{0.993 \times 18 \times 348} = 0.7 \text{cm}^2$$

**Condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 18 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} \geq A_t$$

On adopte 3T10 avec  $A_t = 2.36 \text{cm}^2$

**Sur Appuis :**

**Appuis de rive :**

$$M_{\text{arive}} = 4.14 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{arive}}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4.14 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.075$$

$$\beta = 0.960$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.14 \times 10^3}{0.960 \times 18 \times 348} = 0.68 \text{cm}^2$$

On adopte 1T10 avec  $A_a = 0.79 \text{cm}^2$

**Condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 18 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a$$

On adopte 1T10 avec  $A_a = 0.79 \text{cm}^2$

**Appuis intermédiaire :**

$$M_{\text{aint}} = 6.4 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{aint}}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{6.4 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.116$$

$$\beta = 0.938$$

$$A_a = \frac{M_{\text{aint}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.4 \times 10^3}{0.938 \times 18 \times 348} = 1.08 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 18 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a$$

On adopte 2T10 avec  $A_a = 2.26 \text{cm}^2$

Disposition de ferrailage :

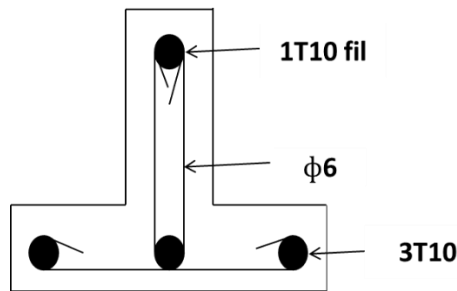


Figure III.16 : Appuis de rive (terrasse)

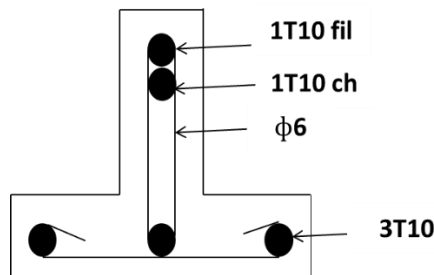


Figure III.17 : Appuis intermédiaire (terrasse)

Les Vérifications :

Vérification de contrainte du cisaillement :

L'effort tranchant maximal  $V_{max} = 11.3 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V \times 10}{b \times d} = \frac{11.3 \times 10}{12 \times 18} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales  $A_t$  :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \min(5.14; 10; 65) = 5.14 \text{ mm}$$

On adopte  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9h; 40 \text{ cm}) = 31.5 \text{ cm}$$

Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10\Phi_1) = 14 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10\Phi_1) = 14 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\Phi_1 = 21 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de contrainte  $\sigma_{bc}$  à ELS :

Contraintes maximales dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 32.5y^2 - 15 \times 2.36 \times (18 - y) = 0$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$y = 3.9\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = \frac{65 \times 3.9^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.9)^2$$

$$I = 8323.11\text{cm}^4$$

Contrainte dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{3.71 \times 10^3}{8323.11} \times 3.9 = 1.73\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.71\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{334} = 0.059 \geq 0.04 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{334} = 0.059 \geq \frac{3.71}{15 \times 5.9} = 0.041 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.001 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.4.Calcul de la dalle pleine (Terrasse) :

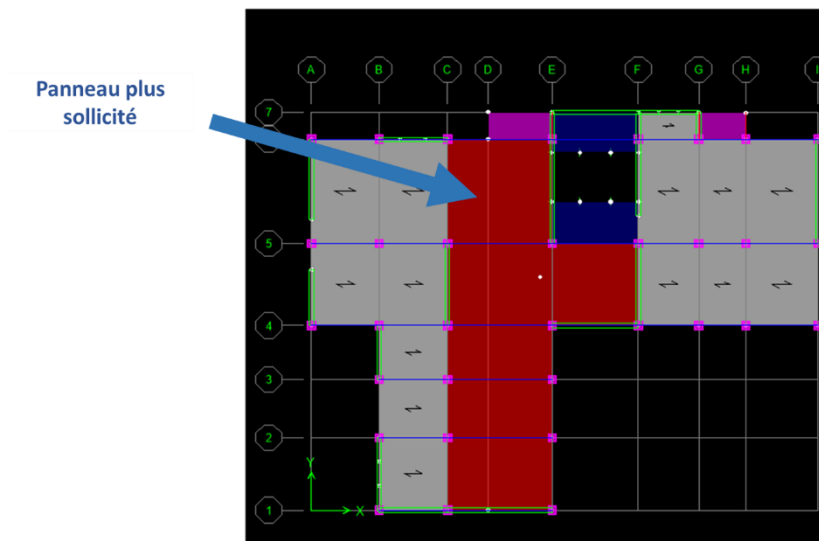


Figure III.18: Le panneau le plus sollicité de la dalle pleine

Épaisseur de la dalle : **20cm**

$$L_x = 5.1\text{m}$$

$$L_y = 5.1\text{m}$$

$$h_0 = 20\text{cm}$$

Poids propre :

Charge d'exploitation :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.55\text{KN}$$

**Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0.4 \text{ Donc la dalle travaille suivant les deux sens}$$

**Les moments appliqués sur la dalle :**

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

**Sens  $L_x$ :**

$$M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 13.55 \times 5.1^2 = 13\text{N.m}$$

**Sens  $L_y$ :**

$$M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x} = 1 \times 13 = 13\text{KN.m}$$

**Calcul des Moments :**

**En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{0_x} = 0.75 \times 13 = 9.75\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_{0_y} = 0.85 \times 13 = 11.05\text{KN.m}$$

**Sur Appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \cdot M_{0_x} = 0.5 \times 13 = 6.5\text{KN.m}$$

**Calcul de ferrailage :**

Pour une bande de largeur on a :

$$b = 100\text{cm. } h = 20\text{cm. } d = 18\text{cm. } f_e = 400\text{MPa. } \sigma_s = 348\text{MPa}$$

**En travée :**

**Sens  $L_x$ :**

$$M_{tx} = 9.75\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{9.75 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.0021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.989$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.75 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.57\text{cm}^2$$

On adopte 4T12 avec  $A_s = 4.52\text{cm}^2/\text{ml p.m}$   $S_t = 25\text{cm}$

**Sens  $L_y$ :**

$$M_{ty} = 11.05 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{11.05 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.024 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.988$$

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.05 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.78 \text{cm}^2$$

On adopte 4T12 avec  $A_s = 4.52 \text{cm}^2/\text{ml}$  p.m  $S_t = 25 \text{cm}$

**Sur Appuis :**

$$M_a = 6.5 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{6.5 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.014 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.5 \times 10^3}{0.993 \times 18 \times 348} = 1.03 \text{cm}^2$$

On adopte 4T10 avec  $A_s = 3.14 \text{cm}^2/\text{ml}$  p.m  $S_t = 25 \text{cm}$

On a :  $h = 20 \text{cm}$  et  $\alpha = 0.72$  on applique la formule suivante :

**Sens  $L_x$ :**

$$A_{ymin} = 8 \cdot h = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{cm}^2/\text{ml} < A_s = 4.52 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Condition vérifiée

**Sens  $L_y$ :**

$$A_s = 4.52 \text{cm}^2/\text{ml} > A_{ymin} = \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 1.6 \times \frac{\left(3 - \frac{5.1}{5.1}\right)}{2} = 1.6 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Condition vérifiée

**Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{cm}$$

**Disposition de ferrailage :**

La longueur  $l_s$  est la longueur principale pour assurer un ancrage correct.

**Sur Appuis :**

$$\Psi_s = 1.5$$

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{2 \times 2.84} = 42.5 \text{cm}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

$$L_1 = \max \left[ l_s \cdot \frac{1}{4} \left( 0.3 + \frac{M_0}{M_{0x}} \right) \cdot L_x \right] = \max(42.25 ; 102) \Rightarrow L_1 = 102 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left( l_s ; \frac{l_1}{2} \right) = \max(42.25 \text{ cm} ; 51 \text{ cm}) \Rightarrow L_2 = 51 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max(42.25 ; 102) \Rightarrow L_1 = 102 \text{ cm}$$

**En travée :**

$$\frac{L_x}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

**Condition non fragilité:**

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

Condition vérifiée

$$\tau_u = \frac{T \times 10}{b \times d} = \frac{34.55 \times 10}{100 \times 18} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{(0.1 \times f_{c28}); 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**Contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0.9 \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\Psi_s = 1.5$  pour H. A

T: L'effort tranchant max ; T = 34.55 KN

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 4

$\mu$ : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi \times \Phi = 1 \times 3.14 = 3.14 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{34.55}{0.9 \times 18 \times 3.76} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 1.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$M_{a \text{ ser}} = 10 \text{ KN.m} \quad A_{\text{adopt}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 1220.4 = 0$$

$$y = 4.3 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = \frac{100 \times 4.3^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (18 - 4.3)^2$$

$$I = 15375 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{10 \times 10^3}{15375} \times 4.3 = 2.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée

**Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$ :**

**Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right]$$

$\eta$ : Coefficient de fissuration pour H.A  $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}] = 201.63 \text{ MPa}$$

**Flèche :**

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0.0782 \leq \frac{11.05}{20 \times 13} = 0.0425 \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{452}{100 \times 18} = 0.0025 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \end{cases}$$

Condition vérifiée

**Vérification de la flèche :**

**Schéma du ferrailage:**

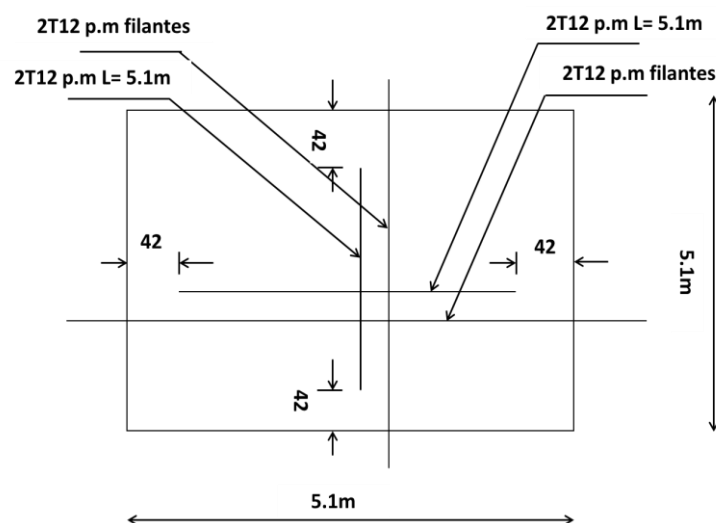


Figure III.19 :Schéma du ferrailage(en travée)

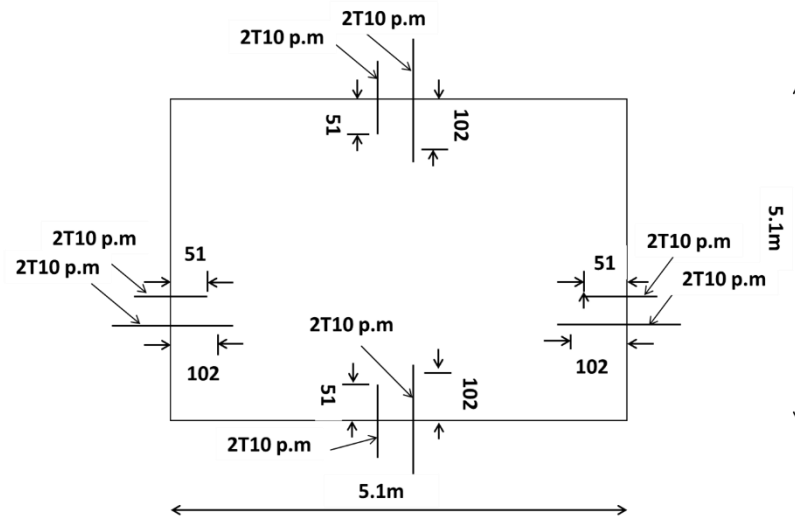


Figure III.20 :Schéma du ferrailage(Sur appuis)

**Chapitre IV**  
**Etude**  
**Des Eléments Secondaires**

### IV.1.Introduction

Le calcul des éléments secondaires est une étape important dans le processus de conception d'un bâtiment ou d'une structure. Contrairement aux éléments structuraux, qui assurent la résistance et la stabilité de la structure (comme poutres, poteaux, dalles et fondations), les éléments secondaires n'ont pas pour rôle principal de supporter des charges importantes. Toutefois, ils jouent un rôle essentiel dans le confort, la sécurité et la fonctionnalité de l'ouvrage.

A savoir il s'agit :

- Des balcons ;
- De l'acrotère
- Des escaliers

### IV.2.Balcon :

Un balcon est une plateforme extérieure, généralement située à un étage supérieur d'un bâtiment, qui est soutenue par des colonnes, des murs ou des consoles. Il offre un espace extérieur accessible pour les occupants, souvent utilisé à des fins de détente ou décoratives.

**Epaisseur :**

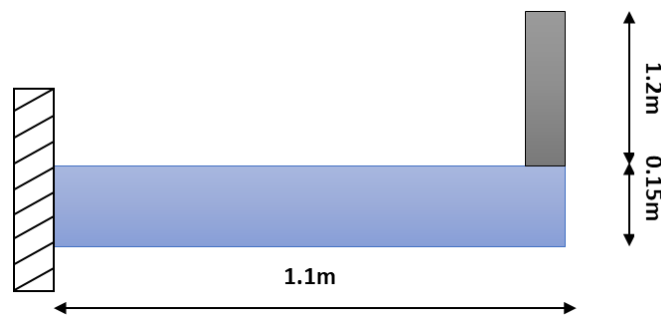


Figure IV-1 :Schéma représentatif du balcon

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq \frac{110}{20} \Rightarrow e \geq 5.5\text{cm}$$

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

#### IV.2.1Calcul des charges :

**Etage Courant :**

- ✓ Carrelage (2cm) :  $2 \times 0.2 = 0.4\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Mortier de pose (2cm) :  $2 \times 0.2 = 0.4\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Sable (2cm) :  $18 \times 0.02 = 0.36\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Dalle pleine (15cm) :  $15 \times 0.25 = 3.75\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Enduit en ciment (2cm) :  $18 \times 2 = 0.36\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Cloisons en brique creuse (10cm) :  $9 \times 0.1 = 0.9\text{KN}/\text{m}^2$

$$G_{\text{étage}} = 6.17\text{KN}/\text{m}^2$$

$$Q_{\text{étage}} = 3.5\text{KN}/\text{m}^2$$

**Terrasse :**

- ✓ Gravée coulé :  $4 \times 0.2 = 0.8KN/m^2$
- ✓ Etanchéité multicouche (2cm) :  $0.12KN/m^2$
- ✓ Forme en pente (5cm) :  $22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2$
- ✓ Asphalte coulé sablé (2.5cm) :  $0.5KN/m^2$
- ✓ Dalle pleine (e=15cm) :  $15 \times 0.25 = 1.1KN/m^2$
- ✓ Enduit en ciment (2cm) :  $2 \times 0.18 = 0.36KN/m^2$

$$G_{terrasse} = 6.63KN/m^2$$

$$Q_{terrasse} = 3.5KN/m^2$$

**IV.2.2 Etage courant :****Poids du mur :**

Poids propre de mur en brique :

$$P = \gamma_b \cdot b \cdot h \cdot 1m = 9 \times 0.1 \times 1.2 \times 1m = 1.08KN$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :

$$P_{ext} = 0.18 \times 2 \times 1.2 \times 1 = 0.43KN$$

$$P_{int} = 0.18 \times 1.5 \times 1.2 \times 1 = 0.32KN$$

$$P_{totale} = P + P_{ext} + P_{int} = 1.08 + 0.43 + 0.32 = 1.83KN$$

$$P_u = 1.35 \cdot P_{totale} = 1.35 \times 1.83 = 2.47KN$$

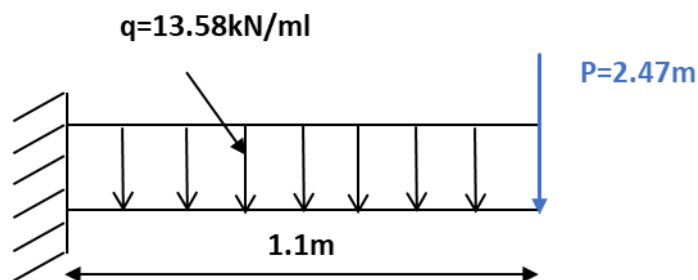
$$P_{ext} = P_{totale} = 1.83KN$$

$$P_u = 2.47KN$$

**Calcul les moments :**

$$M_a = \frac{q \cdot l^2}{8} + P_u \cdot l = \frac{13.58 \times 1.1^2}{8} + 2.47 \times 1.1 = 10.93KN \cdot m$$

$$T_a = q \cdot l + P_u = 13.58 \times 1.1 + 2.47 = 17.40KN$$



**Schéma statique de balcon (étage)**

**Ferrailage** : section (100X15)cm<sup>2</sup>

$$d = 0.9h = 13.5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{10.93 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.979$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.93 \times 10^3}{0.979 \times 13.5 \times 348} = 2.37\text{cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400}$$

Condition vérifiée

On adopte : 5T12p.m et S<sub>t</sub> = 20cm avec

On adopte : 4Ø8p.m avec

**Vérification :**

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \times 10^3}{b \times d} = \frac{17.4 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.12\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.12\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$$

Condition Vérifiée

**Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

$$q_{\text{ser}} = 6.17 + 3.5 = 19.67\text{KN/ml}$$

$$P = 2.47\text{KN}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q \cdot l^2}{2} + P \cdot l = \frac{19.67 \times 1.1^2}{2} + 2.47 \times 1.1 = 8.57\text{KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 50y^2 - 15 \times 5.65 \times (13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 1101.75 = 0$$

$$y = 3.9\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = \frac{100 \times 3.9^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 3.9)^2$$

$$I = 9787.86\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{8.57 \times 10^3}{9787.86} \times 3.9 = 3.41\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.41\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

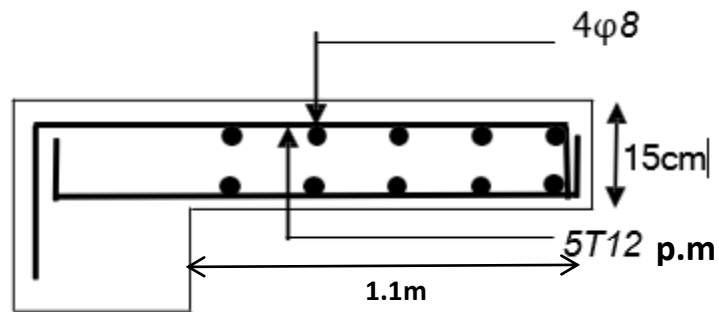
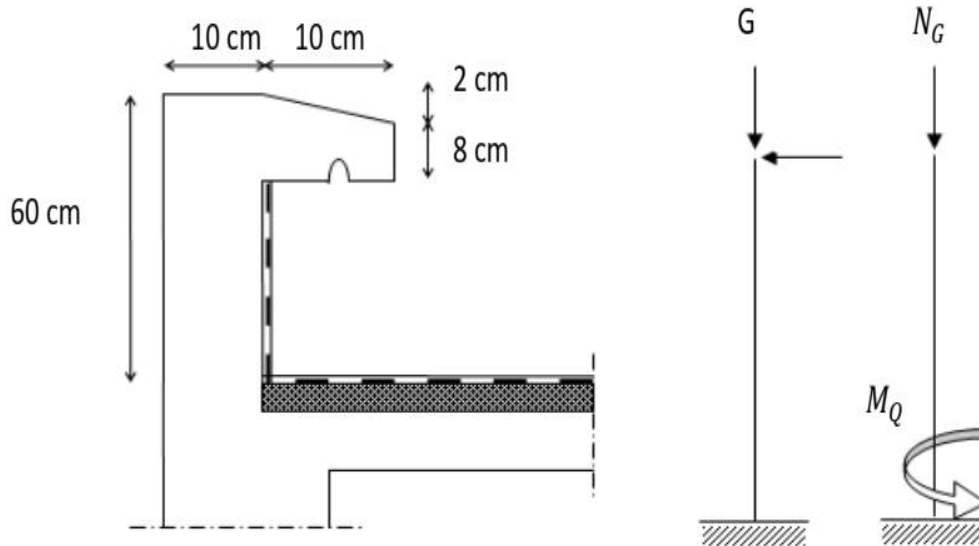


Figure IV.2 : : Disposition de ferrailage de balcon(étage et terrasse )

**IV.3.L'acrotère :**

Un acrotère est un élément architectural situé en haut d'un mur. souvent utilisé pour dissimuler ou renforcer la structure. comme sur un toit ou une terrasse. Il peut aussi servir à soutenir des éléments décoratifs. tels que des statues ou des ornements.

**IV.3.1.Calcul les moments :**

Le poids propre

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \left(\frac{0.02 + 0.1}{2}\right) = 0.069 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{Acrotère}} = \gamma_{\text{BA}} \cdot S \cdot 1\text{m} = 0.069 \times 25 \times 1\text{m} = 1.725 \text{ KN}$$

$$P_{\text{Enduit}} = 0.18 \times 2 \times \left(0.6 + 0.1 + \sqrt{0.6^2 + 0.02^2} + 0.1 + 0.5\right) = 0.53 \text{ KN}$$

$$G = P_{\text{Acrotère}} + P_{\text{Enduit}} = 1.725 + 0.53 = 2.25 \text{ KN}$$

**Enrobage:**

$$N_u = 1.35 \cdot G = 1.35 \times 2.25 = 3.03 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot Q \cdot h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.03} = 0.3 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$e_0 > e$$

**IV.3.2.Verification de la compression de la section:**

$$M_u = N_U \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 3.03 \times \left( 0.3 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1 \text{KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0.337h - 0.81c')f_{bc} \cdot b \cdot h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0.09 - 0.02) \times 3.03 - 0.9 = -0.68 \text{KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c')f_{bc} \cdot b \cdot h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.1 \\ = 247.79 \text{KN.m}$$

$$-0.68 \text{KN.m} < 247.79 \text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire pour une bande de 1m (100X10)cm<sup>2</sup>

**IV.3.3.Ferraillage (ELU):**

$$d = 0.9h = 9 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0.9 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.0078 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.996$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.9 \times 10^3}{0.986 \times 9 \times 348} = 0.28 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 0.9 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.08 \text{cm}^2/\text{ml} > A_s = 1.59 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4Ø6 avec  $A_s = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.28 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4Ø6 avec  $A_s = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$  p.m

$$A_{su} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.28 - \frac{3.03 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.27 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{fs}; A_{\min}) = 1.08 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4Ø6 avec  $A_s = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$  p.m

**IV.3.4.Vérification(ELS) :****Moment de Service :**

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 2.25 \times \left( 0.3 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.74 \text{KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 50y^2 - 15 \times 1.13 \times (9 - y) = 0$$

$$50y^2 + 16.95y - 152.55 = 0$$

$$y = 1.58 \text{cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = \frac{100 \times 1.58^3}{3} + 15 \times 1.3 \times (9 - 1.58)^2$$

$$I = 1064.68 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y = \frac{0.74 \times 10^3}{1064.68} \times 1.58 = 1.09 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 1.09 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{MPa}$$

**Contrainte  $\sigma_{\text{st}}$ :**

$$\overline{\sigma}_{\text{st}} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right); \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{st}} = \min(226.66 ; 617.37)$$

$$\overline{\sigma}_{\text{st}} = 226.66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{st}} = \eta \cdot \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot (d - y) = 15 \times \frac{0.74}{1064.68} \times (9 - 1.58) = 77.36 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{st}} = 226.66 \text{MPa} < \sigma_{\text{st}} = 77.36 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

**Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = 1.5 \cdot Q = 1.5 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \times 10^3}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.01667 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.01667 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

Condition Vérifiée

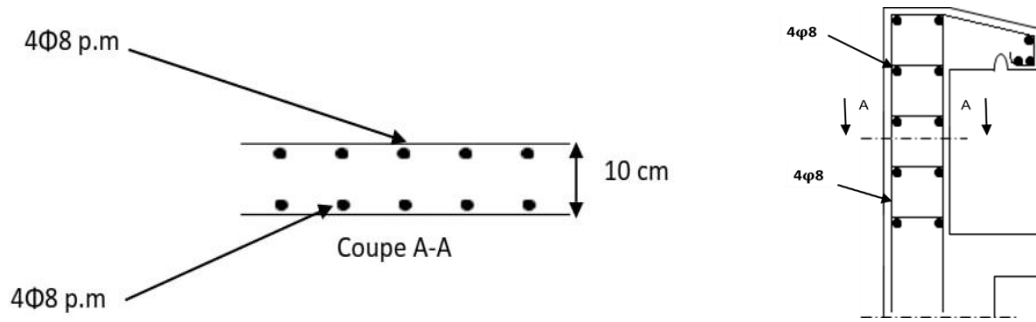


Figure IV.3: disposition de ferrailage de l'acrotère

#### IV.4.Escalier

##### IV.4.1 Introduction

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches permettant de passer d'un niveau à un autre dans un bâtiment ou un espace extérieur. Il peut être en béton, en bois, en métal ou en d'autres matériaux, et peut comporter divers éléments tels que des rampes, des garde-corps et des paliers.

Les escaliers sont classés selon leur forme (droit, tournant, hélicoïdal, suspendu, etc.), leur usage (résidentiel, public, industriel) et leur mode de construction (préfabriqué, coulé sur place, modulaire). Ils sont conçus en respectant des normes de sécurité et d'ergonomie, notamment en ce qui concerne la hauteur des marches, le giron et la pente.

##### IV.4.2. Dimensionnement l'escalier :

On prend :

$$\begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

$$\alpha = 29.53^\circ$$

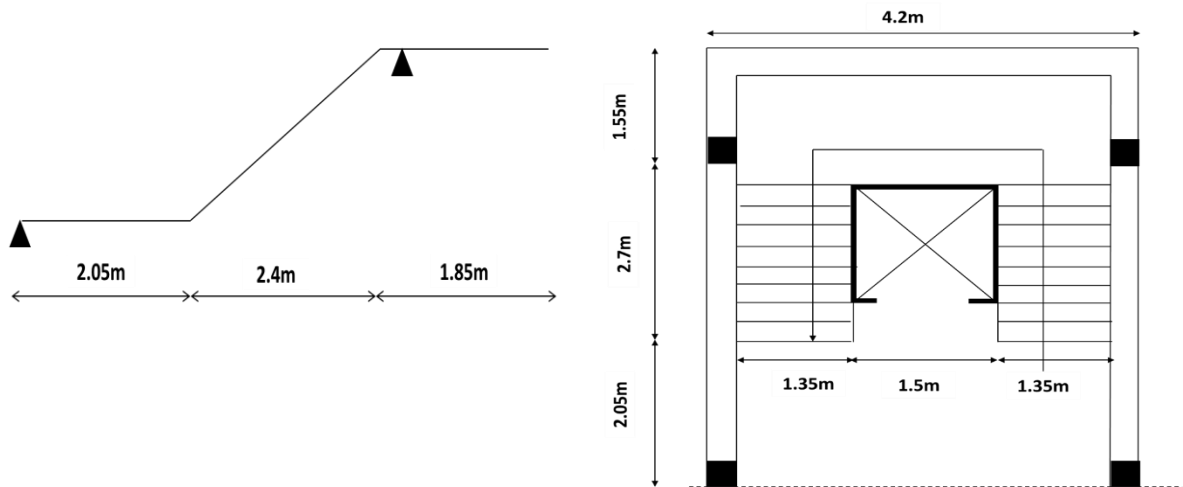


Figure IV.4 : Schéma statique de l'escalier

**Paillasse :**

$$\frac{L}{30. \cos 29.53^\circ} < e_{\text{paillasse}} < \frac{L}{20. \cos 29.53^\circ}$$

$$\frac{240}{30. \cos 29.53^\circ} < e_{\text{paillasse}} < \frac{240}{20. \cos 29.53^\circ}$$

$$9.19 < e_{\text{paillasse}} < 13.79$$

On prend :  $e_{\text{paillasse}} = 12\text{cm}$

**Palier :**

$$e_{\text{palier}} > \frac{e_{\text{palier}}}{\cos 29.53^\circ} \Rightarrow e_{\text{palier}} > \frac{12}{\cos 29.53^\circ}$$

On prend :  $e_{\text{palier}} = 14\text{cm}$

#### IV.4.3.Calcul des Charges :

**Paillasse :**

- ✓ Carrelage Horizontale (2cm) :  $2 \times 0.2 = 0.4\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Mortier Horizontale (2cm) :  $2 \times 0.2 = 0.4\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Sable fin (2cm) :  $2 \times 0.18 = 0.36\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Carrelage Vertical (2cm) :  $2 \times 0.2 \times \tan \alpha = 0.23\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Mortier Vertical (2cm) :  $2 \times 0.2 \times \tan \alpha = 0.23\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Marche :  $17/2 \times 0.25 = 2.12\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Paillasse :  $12 \times 0.25 / \cos 29.53 = 3.45\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Enduit :  $2 \times 0.1 / \cos 29.53 = 0.23\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Garde-corps :  $0.1\text{KN}/\text{m}^2$

$$\begin{cases} G = 7.27\text{KN}/\text{m}^2 \\ Q = 2.5\text{KN}/\text{m}^2 \end{cases} \Rightarrow q = 13.56\text{KN}/\text{m}^2$$

**Palier :**

- ✓ Revêtement en carrelage (2cm) :  $2 \times 0.2 = 0.4\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Mortier de ciment Horizontale (2cm) :  $2 \times 0.2 = 0.4\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Lit de sable (2cm) :  $2 \times 0.18 = 0.36\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Enduit :  $2 \times 0.1 = 0.2\text{KN}/\text{m}^2$
- ✓ Palier :  $14 \times 0.25 = 3.5\text{KN}/\text{m}^2$

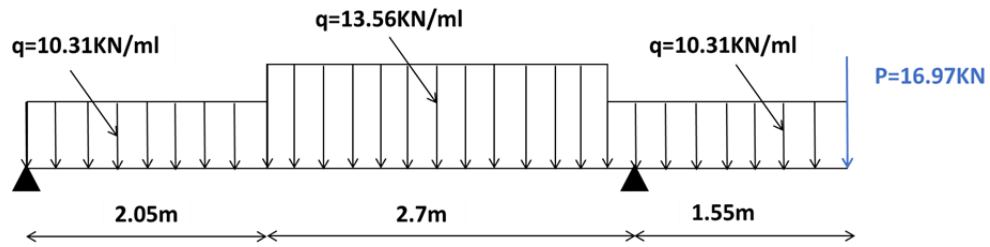
$$\begin{cases} G = 4.86\text{KN/m}^2 \\ Q = 2.5\text{KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow q = 10.31\text{KN/m}^2$$

**Poids de mur :**

$$P_{\text{mur}} = \gamma \cdot e \cdot h \cdot L_{\text{total}} = 9 \times (0.15 + 0.1) \times \left(\frac{3.06}{2} - 0.2\right) \times 4.2 = 12.57\text{KN}$$

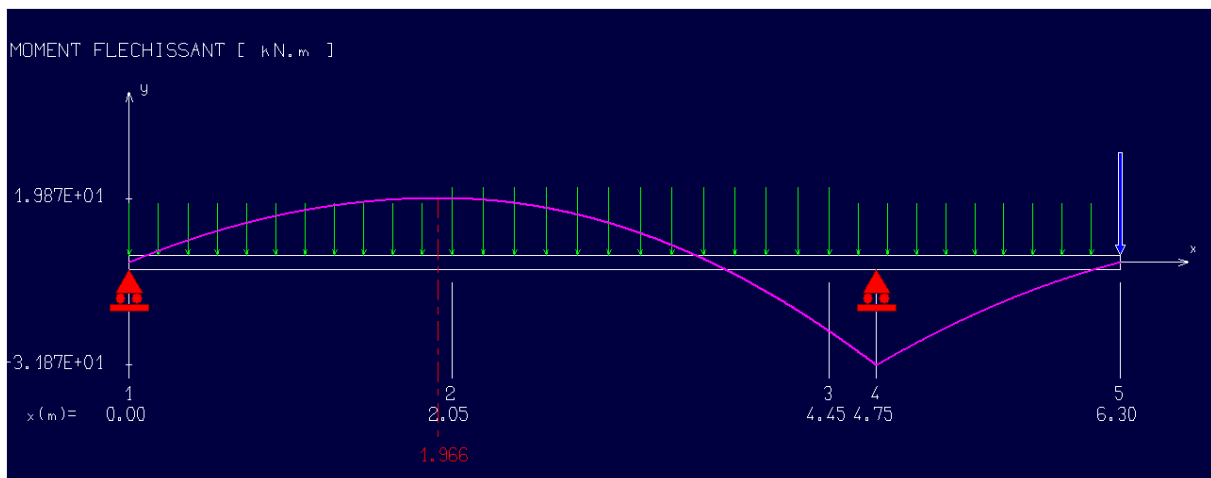
**A L'ELU :**

$$P_{\text{umur}} = 1.35 \cdot P_{\text{mur}} = 16.97\text{KN}$$



**Schéma statique de charge d'escalier A'ELU**

Pour le calcul des sollicitation on utilisé le logiciel RDM6



**Figure IV.5 : Diagramme de moment fléchissions**

**Calcul des moments :**

$$M_{\text{max}} = 20\text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \times 20 = 17\text{KN.m}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.4 \times 20 = 8\text{KN.m}$$

**IV.4.4.Ferrailage :**

**En travée (Paillasse) :**

$$d = 0.9h = 10.8\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{17 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.17} = 0.088 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.954$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17 \times 10^3}{0.954 \times 10.8 \times 348} = 4.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 10.8 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s = 4.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition vérifiée

On adopte : (5T12)p.m et  $S_t = 20 \text{ cm}$  avec  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Armature de repartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : (4T10)p.m

**En Appuis Intermédiaire(Palier) :**

$$M_{a \text{ int}} = 0.4 \times 38.7 = 15.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ int}}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{15.48 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14.17} = 0.088 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.965$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ int}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.48 \times 10^3}{100 \times 12.6 \times 348} = 3.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12.6 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s = 3.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition vérifiée

On adopte : (4T12)p.m et  $S_t = 25 \text{ cm}$  avec  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Armature de répartition:**

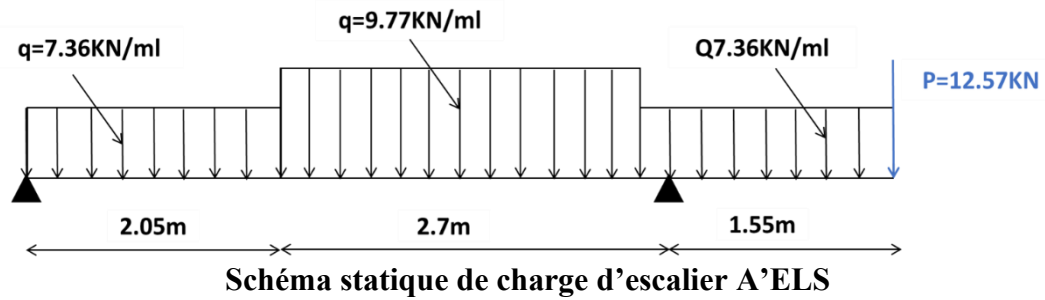
$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : (4T8)p.m

IV.4.5.Vérification à E.LS :

$$q_{\text{spailasse}} = (G + Q) = 7.27 + 2.5 = 9.77\text{KN/m}$$

$$q_{\text{palier}} = (G + Q) = 4.86 + 2.5 = 7.36\text{KN/m}$$



Pour logiciel de RDM 6

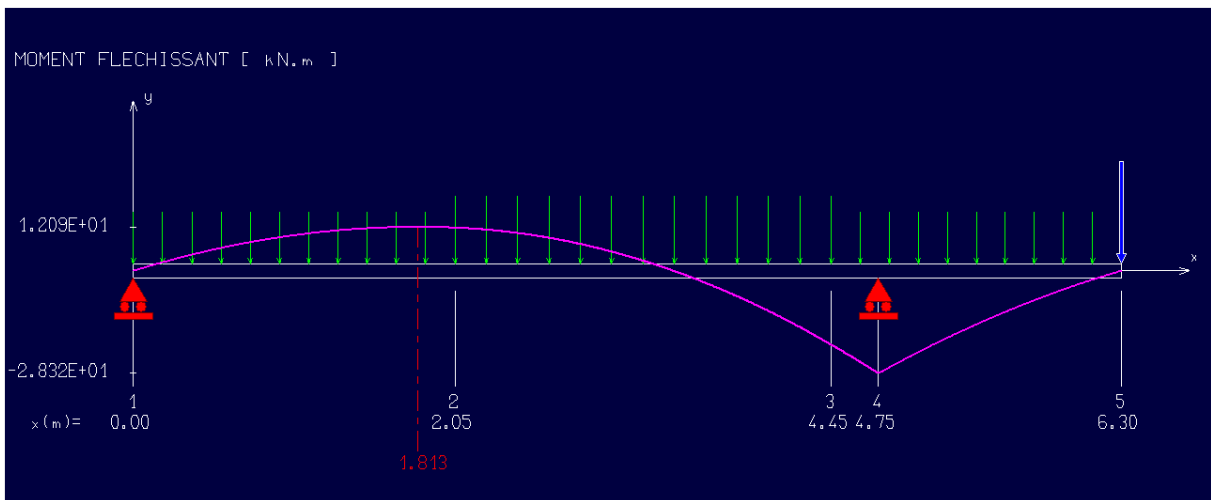


Figure IV.6 : Diagramme de moment fléchissions

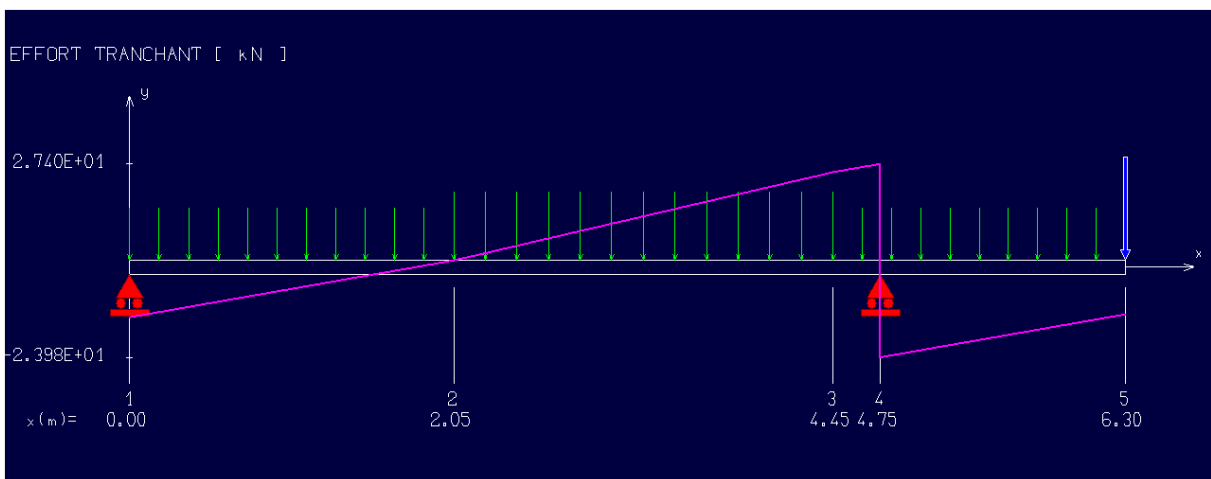


Figure IV.7 : Diagramme des effets tranchants

$$M_{\text{max}} = 12.09\text{KN.m}$$

$$M_{\text{a int}} = 28.3\text{KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 27.4\text{KN}$$

$$M_t = 0.85. M_{\max} = 0.85 \times 12.09 = 10.28 \text{KN.m}$$

$$M_{a \text{ rive}} = 28.3 \text{KN.m}$$

**Vérification de contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{27.4}{100 \times 12.6} = 0.2 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa}$$

Condition Vérifiée

**Vérification de contrainte  $\sigma_{bc}$ :**

**En travée :**

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 50y^2 - 15 \times 5.65 \times (10.8 - y) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 915.3 = 0$$

$$y = 3.51 \text{cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = \frac{100 \times 3.51^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (10.8 - 3.51)^2$$

$$I = 5945.41 \text{cm}^4$$

**Contrainte dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y = \frac{10.8 \times 10^3}{5945.41} \times 3.51 = 6.37 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.37 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Condition Vérifiée

**Sur Appuis :**

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 50y^2 - 15 \times 4.52 \times (12.6 - y) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 854.28 = 0$$

$$y = 3.5 \text{cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = \frac{100 \times 3.5^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (10.8 - 3.5)^2$$

$$I = 7043.63 \text{cm}^4$$

**Contrainte dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{10.8 \times 10^3}{7043.63} \times 3.5 = 7.71 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

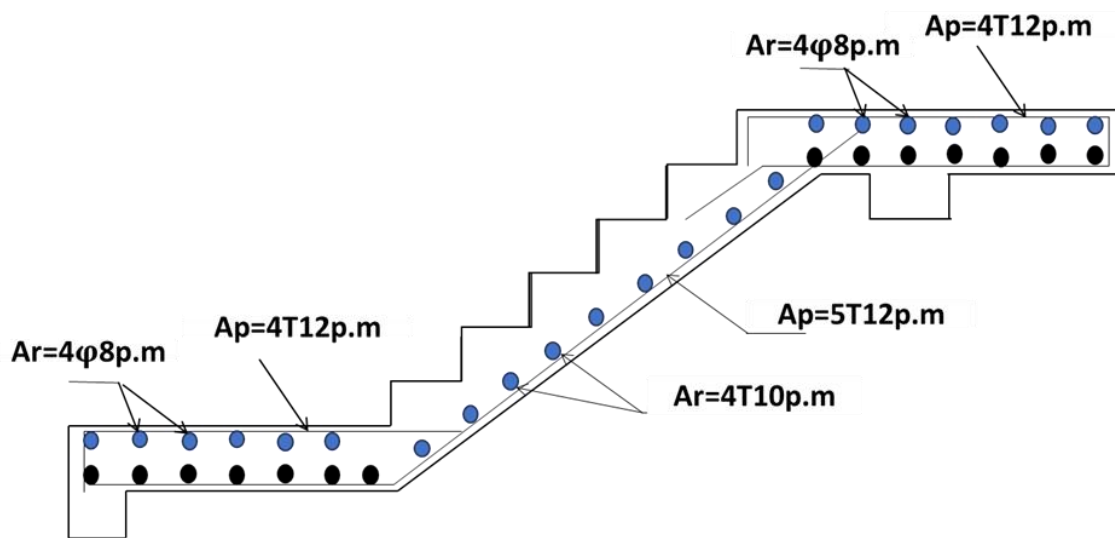
$$\sigma_{bc} = 6.37 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Condition Vérifiée

**Vérifications de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow 0.05 \geq 0.033 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

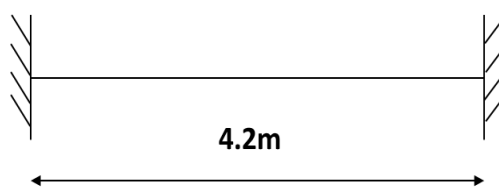
$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 10.8} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.005 \geq 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$



*Schéma de ferrailage de l'escalier*

**IV.5.Poutre Palière :**

La poutre palière d'un escalier est une poutre horizontale située au niveau du palier, qui sert à supporter les marches ou les limons de l'escalier et à transmettre les charges vers les éléments porteurs (murs ou poteaux).



**Schéma Statique de poutre palière**

**Réaction :**

$$R_A = 18.8\text{KN}$$

$$R_B = 70.92\text{KN}$$

$$q = R + P_p$$

**IV.5.1. Dimensionnement de la poutre :**

$$\frac{h}{15} \leq h \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42 \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

$$\text{Pour le RPA99/V2003 On prend : } \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

**Poids propre :**

$$P_p = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.36\text{KN}$$

$$q = 70.9 + 1.35 \times 2.63 + 1.5 \times 2.5 \times 0.3 = 75.57\text{KN}$$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{75.57 \times 4.2^2}{8} = 166.63\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \times 166.63 = 141.64\text{KN.m}$$

$$M_a = 0.4 \cdot M_0 = 0.4 \times 166.63 = 66.65\text{KN.m}$$

**IV.5.2. Ferrailage :****En travée :**

$$d = 0.9h = 31.5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{141.64 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.335 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.786$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{141.64 \times 10^3}{0.954 \times 31.5 \times 348} = 16.43\text{cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 31.5 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.19\text{cm}^2/\text{ml} < A_s = 16.34\text{cm}^2/\text{ml}$$

Condition vérifiée

On adopte : 9T16 p.m et avec  $A_s = 18.1\text{cm}^2/\text{ml}$

**En Appuis de Rive**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{66.65 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.158 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.914$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{66.65 \times 10^3}{0.985 \times 31.5 \times 348} = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 31.5 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition vérifiée

On adopte : 5T14 p.m et avec  $A_s = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Les armatures transversales At :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \min(10; 14; 30) = 10 \text{ mm}$$

On adopte  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

**L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9h; 40 \text{ cm}) = 31.5 \text{ cm}$$

**Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10\Phi_t) = 14 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

**Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15\Phi_t = 21 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

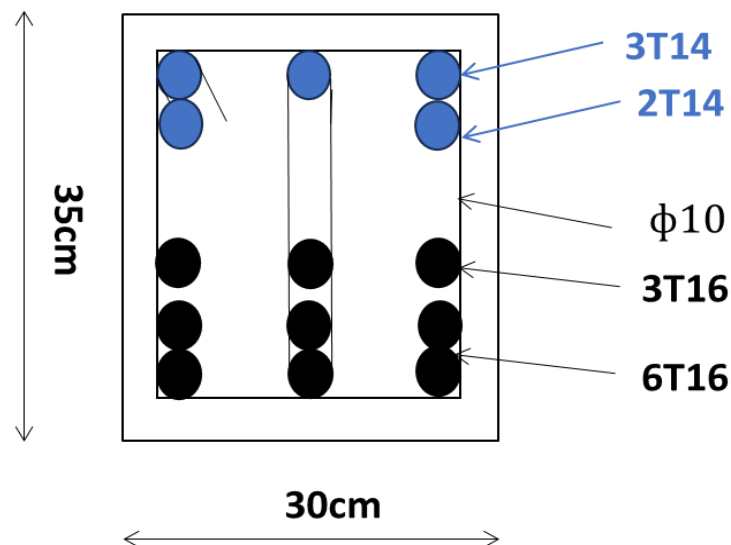


Schéma de ferrailage de poutre palier

**IV.6. Etude de la dalle d'ascenseur :**

Un ascenseur est un dispositif de transport vertical permettant de déplacer des personnes ou des charges entre les différents niveaux d'un bâtiment à l'aide d'une cabine guidée dans une gaine.

Voici ces composants principaux :

**Cabine :** C'est l'espace fermé dans lequel les passagers ou les charges sont transportés verticalement entre les étages.

**Gaine (ou cage d'ascenseur) :** C'est la structure verticale fixe dans laquelle se déplace la cabine. Elle est généralement en béton ou en structure métallique.

**Contrepoids :** Masse équilibrante reliée à la cabine par des câbles, servant à réduire l'effort nécessaire pour la montée ou la descente.

**Câbles de traction :** Ce sont des câbles en acier qui relient la cabine au contrepoids, permettant leur déplacement via la poulie motrice.

**Poulie motrice (ou treuil) :** Élément mécanique situé en haut de la gaine, entraîné par un moteur, qui fait monter ou descendre la cabine à l'aide des câbles.

**Moteur :** Il fournit l'énergie nécessaire pour le fonctionnement de l'ascenseur. Il peut être électrique (à courant alternatif ou continu).

**Armoire de commande :** Système électronique qui contrôle tous les mouvements et la sécurité de l'ascenseur (arrêts, vitesses, ouverture des portes...).

**Portes palières :** Portes situées à chaque étage, s'ouvrant uniquement lorsque la cabine est présente à ce niveau.

**Portes de cabine :** Portes automatiques qui s'ouvrent et se ferment à chaque arrêt pour permettre l'accès des passagers à la cabine.

**Parachute de sécurité :** Dispositif qui arrête la cabine en cas de chute libre ou de vitesse excessive.

**Amortisseurs (ou buffers) :** Installés au fond de la gaine, ils absorbent l'énergie en cas de descente trop rapide de la cabine ou du contrepoids.

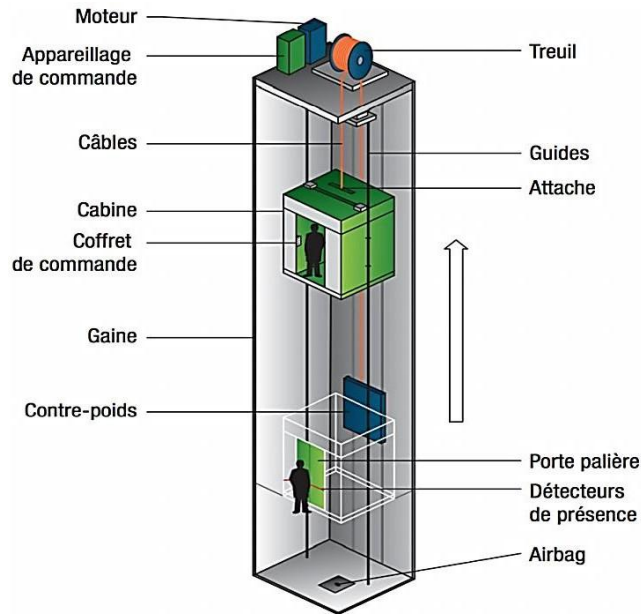


Figure IV-6 :Schéma d'ascenseur

#### Etude la dalle de l'ascenseur :

- ✓ La charge nominale : 525Kg pour 7personnes
- ✓ Surface de la cabine : 169cm<sup>2</sup>
- ✓ Largeur de la cabine : 1.3m
- ✓ Profonde de la cabine : 1.3m
- ✓ Hauteur : 2.2m
- ✓ La largeur de passage libre : 0.8m
- ✓ La hauteur de passage libre : 2m
- ✓ La hauteur de la course : 22.61m

Tableau IV-1- Poids des composants de l'ascenseur

Désignation	Surface (m <sup>2</sup> )	Charge (Kg)
Poids de la cabine	$S = (2 \times 1.3 + 1.3) \times 2.2 = 8.85$	$M_1 = 11.5 \times 8.58 \times 1.3 = 128.27$
Poids du plancher	$S = 2 \times 2.2 = 4.4$	$M_2 = 70 \times 4.4 = 308$
Poids du toit	$S = 1.5 \times 1.5 = 2.25$	$M_3 = 20 \times 2.25 = 45$
Poids de l'arcade	-	$M_4 = 60 + (60 \times 1.3) = 138$
Poids de parachute	-	$M_5 = 100$
Poids des accessoires	-	$M_6 = 80$
Poids des poulies de mouflage	-	$M_7 = 2 \times 30 = 60$
Poids de la porte de la cabine	$S = 2 \times 0.9 = 1.6$	$M_8 = 80 + (1.6 \times 25) = 120$

Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 979.27\text{kg}$

Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 979.27 + \frac{525}{2} = 1241.77\text{kg}$

#### IV.6.1. Calcul de la charge totale $q_u$

##### Calcul de la charge de rupture :

La valeur minimal du coefficient de sécurité  $C_S$  est de 12 et le rapport  $D/d$  est au minimum égale à 40

$D$  : Diamètre de la poulie

$d$  : Diamètre du câble

$$\frac{D}{d} = 40 \text{ et } D = 500\text{mm} \Rightarrow d = 12.5\text{mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_S \times M$$

$$C_S = 13\text{mm}$$

Avec:

$C_S$  : coefficient de sécurité du câble

$C_r$  : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble

$M$  : charge statique nominale portée par la nappe

$$M = Q + P_m + M_g \Rightarrow M = Q + P_m$$

$M_g$  : Poids du câble .

On néglige  $M_g$  devant ( $M_g < Q + P_m$ )  $\Rightarrow M = Q + P_m$

$$C_r = C_s \times M = 13 \times (525 + 979.27) = 19555.51\text{kg}$$

La charge de rupture pour n câble est :  $C_r = C_{r(1\text{cable})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2brins.3brins.....)

n :Nombres des câbles.

Pour un câble de d=12.5m et m=2 on à :  $C_{r(1\text{cable})}=8152\text{kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1\text{cable})} \times m} = \frac{19555.51}{8152 \times 2} = 1.2$$

On prend n=2 câbles .car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles .

#### Calcul des poids des câbles :

$$M_g = MI \times n \times L = 0.515 \times 2 \times 22.64 = 23.2\text{kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 525 + 979.27 + 23.32 = 1527.59\text{kg}$$

#### Vérification de $C_r$ :

$$C_r = C_{r(\text{cable})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 = 32608\text{kg}$$

$$C_r = C_s \times M \Leftrightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{32608}{1527.29} = 21.35 > 12 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### Calcul de la charge permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuille}} + M_g$$

$$G = 979.27 + 1241.77 + 1200 + 23.32$$

$$G = 3444.36\text{kg}$$

$$Q = 525\text{kg}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3444.36 + 1.5 \times 525 = 5437.39\text{kg}$$

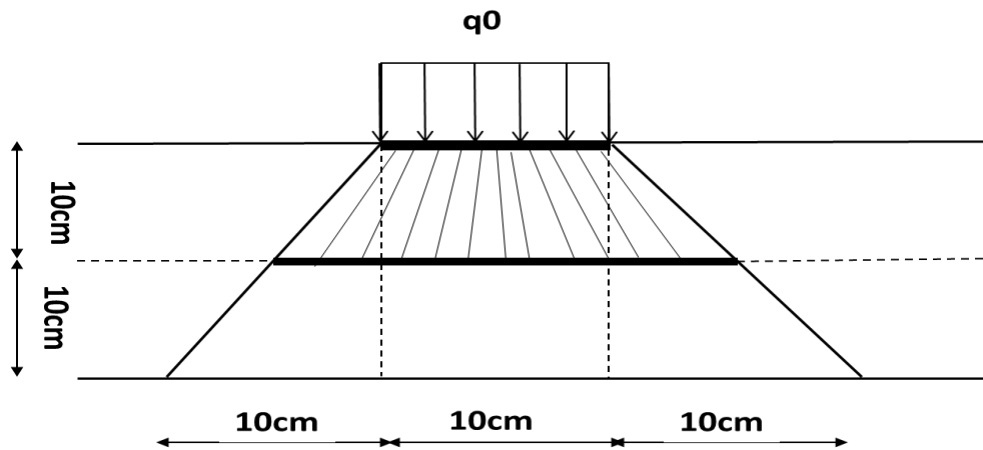
$$q_{\text{ser}} = G + Q = 3444.36 + 525 = 3969.36\text{Kg}$$

**IV.6.2.Vérification de la dalle au poinçonnement :**

Cette vérification est essentielle. car le support du moteur reposant supposément sur quatre points exerce une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur. ce qui peut provoquer un risque de poinçonnement.

$$q_u = 5437.39 \text{kg}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5437.39}{4} = 1359.35 \text{kg}$$



Selon le B.A.E.L 91/99.on doit vérifiée le condition de non poinçonnement qui suit :

$q_u$  : charge de calcul à l'E.L.U

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle.

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$$q_0 \leq 0.045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_c = 2 \times (30 + 30) = 120 \text{cm}$$

$$0.045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 120 \times 20 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 1800 \text{kg}$$

1800 > 1359.35..... Condition vérifiée

**IV.6.3.Évaluation des moments dus aux charges concentrées :**

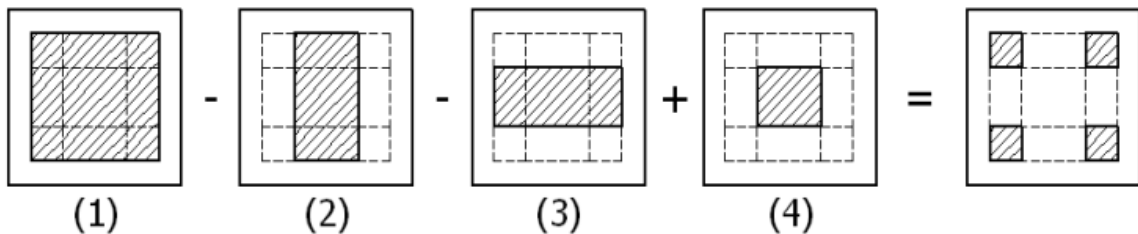


Figure IV-7: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

Distances des rectangles :

Rectangle (1):  $\begin{cases} U = 90cm \\ V = 90cm \end{cases}$

Rectangle (2):  $\begin{cases} U = 30cm \\ V = 90cm \end{cases}$

Rectangle (3):  $\begin{cases} U = 90cm \\ V = 30cm \end{cases}$

Rectangle (4):  $\begin{cases} U = 30cm \\ V = 30cm \end{cases}$

**Calcul des moments suivants les deux directions :**

L'étude de la Dalle soumise à des charges concentrées sera fait à l'aide des abaques de PIGEAUT .

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1).P$$

$$E.LU (\nu = 0)$$

$$M_x = M_1.P$$

$$M_y = M_2.P$$

$$P = P'.S$$

M1.M2:Tiré à partir des rapports  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{U}{L_y}$  dans les abaques suivants  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

P':La charge surfacique appliqué sur le rectangle (30X30)cm<sup>2</sup>.

**Tableau IV-2- Les résultats des moments isostatiques des rectangles.**

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S(m <sup>2</sup> )	P = P' × S (kg)	M <sub>x</sub> (kg)	M <sub>y</sub> (kg)
1	0.6	0.6	0.076	0.076	0.81	15103.88	929.79	929.79
2	0.2	0.6	0.122	0.122	0.27	4078.05	497.5	4975
3	0.6	0.2	0.09	0.09	0.27	4078.05	367.02	367.02
4	0.2	0.2	0.16	0.16	0.27	1359.35	217.5	217.5

$$P' = \frac{q_0}{U.V} = \frac{1359.35}{0.3^2} = 15103.88\text{KN}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (0.0.0.0) sont résumés dans le tableau suivant :

$$L_x = 1.5\text{m} \text{ et } L_y = 1.5\text{m} \quad \rho = 1$$

**Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 282.77\text{kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 282.77\text{kg.m}$$

**Moments dus aux charges réparties:**

**Chargement :**

$$L_x = 1.5\text{m} \quad L_y = 1.5\text{m} \quad h_0 = 20\text{cm}$$

Poids propre :

Charge d'exploitation :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.68\text{KN}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 12.25\text{KN}$$

**Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 \text{ Donc la dalle travaille suivant les deux sens :}$$

$$\alpha = 1 \Leftrightarrow \mu_x = 0.0368 \Leftrightarrow \mu_y = 1$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1.38\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.38\text{KN.m}$$

**Calcul les Moment appliqués à la dalle :**

$$M_x = M_y = M_{x1} + M_{x2} = 1.38 + 2.82 = 4.2\text{KN.m}$$

**En travée :**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.75.M_0 = 0.75 \times 4.2 = 3.15\text{KN.m}$$

**Sur Appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5.M_0 = 0.5 \times 4.2 = 2.1\text{KN.m}$$

**Calcul de ferrailage :**

$$b = 100\text{cm}; h = 20\text{cm}; d = 18\text{cm}; f_e = 400\text{MPa}; \sigma_s = 348\text{Mpa}$$

**En travée :**

$$M_{tx} = M_{ty} = 3.15\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3.15 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.0068 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.997$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.15 \times 10^3}{0.997 \times 18 \times 348} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T12 p.m avec  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Sur Appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 2.1 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2.1 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.0045 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.998$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.1 \times 10^3}{0.998 \times 18 \times 348} = 0.335 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte (4T10)p.m

**Section minimale des armatures :**

Puisque  $h_0 = 20 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 1$  on peut appliquer la formule suivante :

Sens  $l_x =$  Sens  $l_y$

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.5 \text{ cm}^2 < A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ty} = A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ay} = 0.33 \text{ cm}^2 < A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ay} = A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**Choix des aciers:**

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 12 \text{ mm}$$

**En travée:**

$$A_{tx} = A_y = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(2h_0; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

**Sur Appuis :**

$$A_a = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow s_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**Armatures transversal:**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \times \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPa})$$

$$V_x = V_{x1} + V_{x2} = V_y$$

$$V_{x1} = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = \frac{16.68 \times 1.5}{3} = 8.34\text{KN}$$

$$V_{x1} = V_y$$

#### IV.6.4.Vérification à l'E.L.S :

**Calcul des sollicitation sous l'effet des charges concentrées :**

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{\text{ser}} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{\text{ser}} \end{cases} \text{ Avec } v = 0.2(\text{E. L. S})$$

$$P_{\text{ser}} = q_{0 \text{ ser}} \times S' = \frac{P_{\text{a ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{\text{a ser}} = \frac{G + Q}{4} = \frac{3444.36 + 525}{4} = 992.34\text{kg}$$

$$P_{\text{ser}} = 11026 \times S'$$

**Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1). (2). (3). (4) sur le tableau suivant :**

$$L_x = 1.5\text{m et } L_y = 1.5\text{m}$$

**Tableau IV-3 Les résultats des moments isostatiques des rectangles.**

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	$S(\text{m}^2)$	$\dot{P}(\frac{\text{kg}}{\text{m}})$	$\frac{P}{= P' \times S}$ (kg)	$M_x$ (kg)	$M_y$ (kg)
1	0.6	0.6	0.076	0.076	0.81	11026	8931.06	814.51	814.51
2	0.2	0.6	0.122	0.122	0.27	11026	2977.02	435.8	435.8
3	0.6	0.2	0.09	0.09	0.27	11026	2977.02	321.5	321.5
4	0.2	0.2	0.16	0.16	0.27	11026	992.34	190.5	190.5

**Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0x} = M_{0x_1} - M_{0x_2} - M_{0x_3} + M_{0x_4} = 247.71 \text{kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0y_1} - M_{0y_2} - M_{0y_3} + M_{0y_4} = 247.71 \text{kg. m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 \text{ Donc la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\text{Donc : } M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1.01 \text{KN. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{x2} = 1.01 \text{KN. m}$$

**Le moment appliqué au centre :**

$$M_{0x} = 1.01 + 2.47 = 3.48 \text{KN. m}$$

$$M_{0y} = 1.01 + 2.47 = 3.48 \text{KN. m}$$

**Calcul les Moment :****En travée :**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.75. M_{0x} = 0.85 \times 3.48 = 2.958 \text{KN. m}$$

**Sur Appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5. M_0 = 0.5 \times 3.48 = 1.74 \text{KN. m}$$

**Vérification des contraintes dans le béton :****En travée :**

$$M_{tx} = 2.958 \text{KN. m} \quad A_{tx} = 4.52 \text{cm}^2 \quad A' = 0 \quad \eta = 15 \quad d = 18 \text{cm} \quad b = 100 \text{cm}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 1220.4 = 0$$

$$y = 4.3 \text{cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = \frac{100 \times 4.3^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (18 - 4.3)^2$$

$$I = 15375.61 \text{cm}^4$$

**Contrainte dans le béton comprimé:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{2958}{15375.61} \times 4.3 = 0.82 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.82 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**Sur Appuis :**

$$M_{ax} = 1.74 \text{KN.m} \quad A_{ax} = 3.14 \text{cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 847.8 = 0$$

$$y = 3.7 \text{cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = \frac{100 \times 3.7^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (18 - 3.7)^2$$

$$I = 113199 \text{cm}^4$$

**Contrainte dans le béton comprimé:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{1740}{113199} \times 3.7 = 0.56 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.56 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Condition Vérifiée

**Disposition du ferrailage :**

**Les barres sur appuis**

$$\Psi_s = 1.5$$

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = \frac{1 \times 400}{2 \times 2.84} = 35.2 \text{cm}$$

$$l_1 = \max[l_s \cdot 0.2 \cdot L_x] = \max(35.2 ; 30 \text{cm}) \Rightarrow l_1 = 35.2 \text{cm}$$

$$l_2 = \max\left(l_s ; \frac{l_1}{2}\right) = \max(35.2 \text{cm} ; 17.6 \text{cm}) \Rightarrow l_2 = 35.2 \text{cm}$$

**Les barres en travée :**

$$\frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{cm}$$

$$L_x = L_y$$

Soit 4T12 p. m avec  $S_t = 20 \text{cm}$

Soit 4T10 p. m avec  $S_t = 20 \text{cm}$

Schéma de ferrailage:

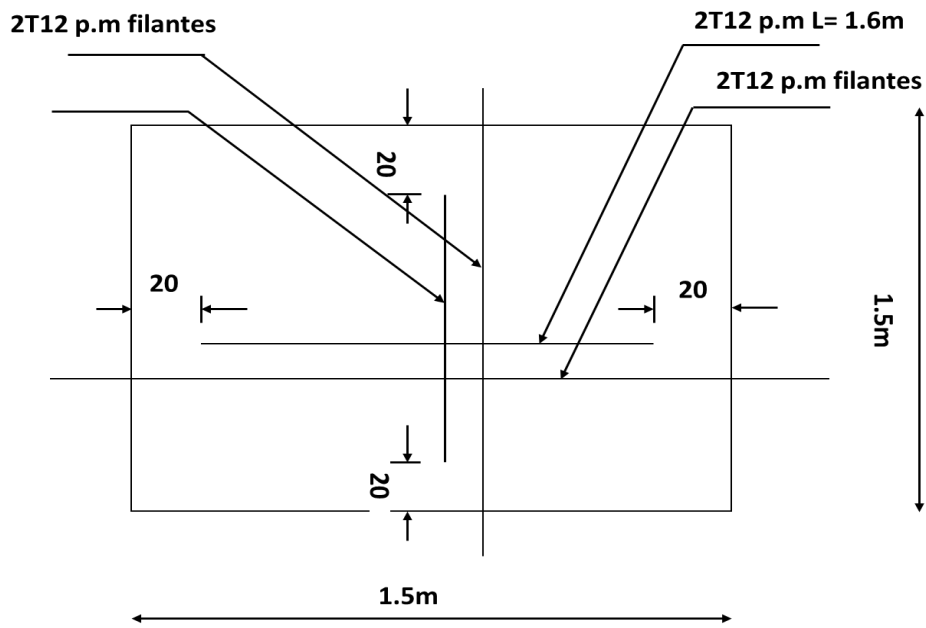


Figure IV-7 :Ferrailage (en travée)

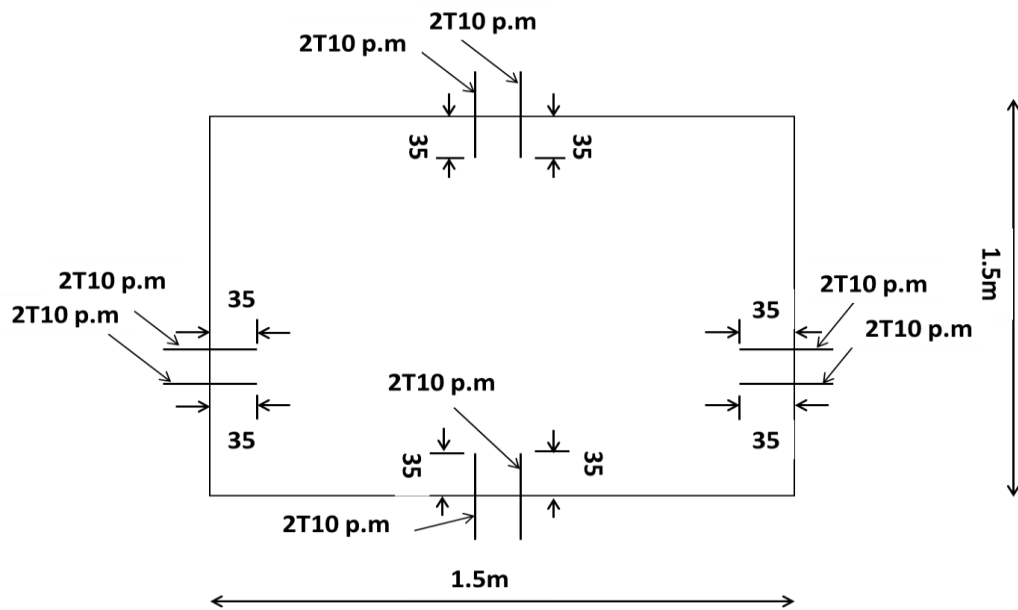


Figure IV-8 : Ferrailage (sur appuis)

**IV.7.Voile de la cage d'ascenseur :**

D'après le R.P.A 99/2003. l'épaisseur du voile doit être  $\geq 15 \text{ cm}$

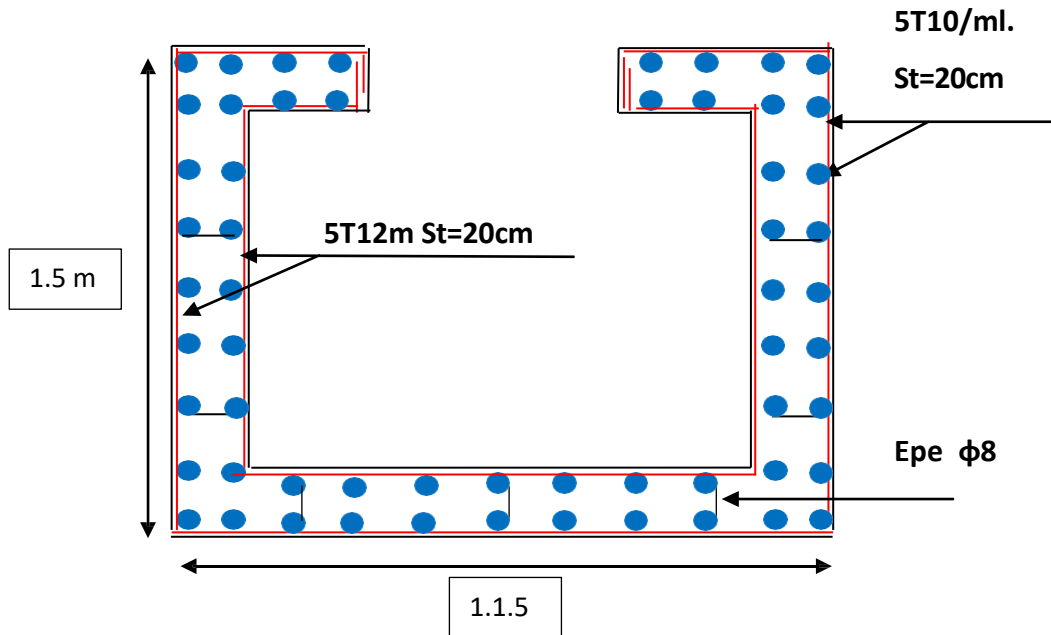
On adopte une épaisseur  $e_p=15\text{cm}$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur. il sera ferrillé par

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h_t = 0.1\% \times 100 \times 20 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit :  $A_s = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Escapement :  $S_t = 20 \text{ cm}$



**Figure IV-9 : Armatures de voile (cage d'ascenseur)**

# CHAPITRE V

## Etude sismique

### V.1.Introduction

L'étude sismique d'un bâtiment R+7 situé à Mostaganem s'inscrit dans le cadre de la réglementation parasismique algérienne (RPA99/V2003). Ce chapitre vise à calculer les forces sismiques auxquelles le bâtiment pourrait être soumis, en tenant compte des caractéristiques géologiques locales et des normes de construction en vigueur. L'objectif principal est de garantir la sécurité des occupants en minimisant les risques de dommages structurels en cas de séisme.

### V.2.Méthodes de calcul sismique :

**Méthode statique équivalente (ASE) :** utilisée pour évaluer les effets des charges sismiques sur une structure. Elle consiste à remplacer les forces dynamiques réelles générées par un séisme par un système de forces statiques fictives, réparties sur la structure. Ces forces statiques sont calculées de manière à produire des effets équivalents à ceux des forces dynamiques, facilitant ainsi le dimensionnement et la conception des structures.

**Méthode Modale Spectrale (AMS):** utilisée pour calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle repose sur l'étude des modes propres de vibration de la structure et leur réponse à un spectre de charges sismiques. Cette approche est particulièrement adaptée aux structures complexes à plusieurs degrés de liberté.

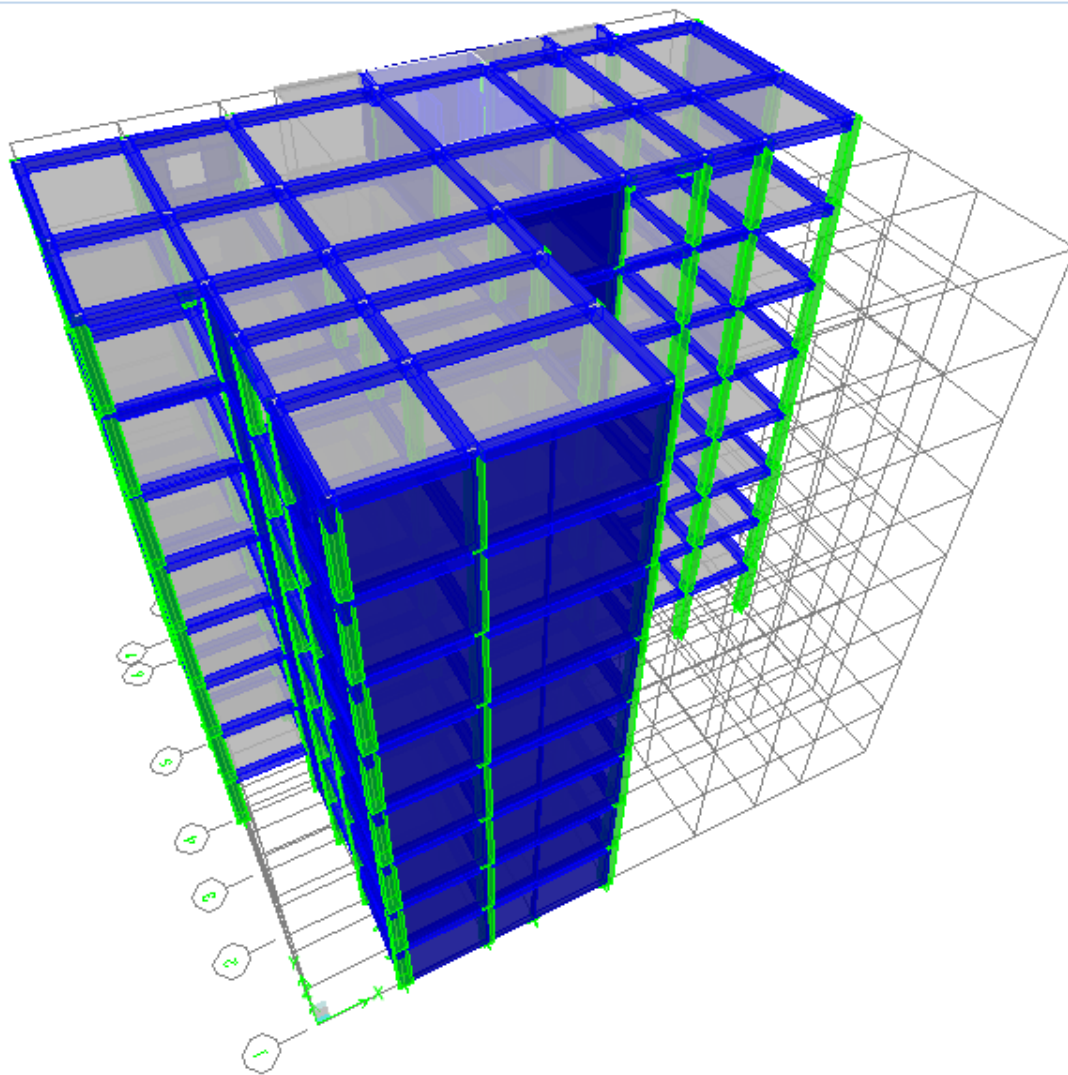


Figure V-1:3D Modélisation de la structure a l'aide de logiciel ETABS V9.6

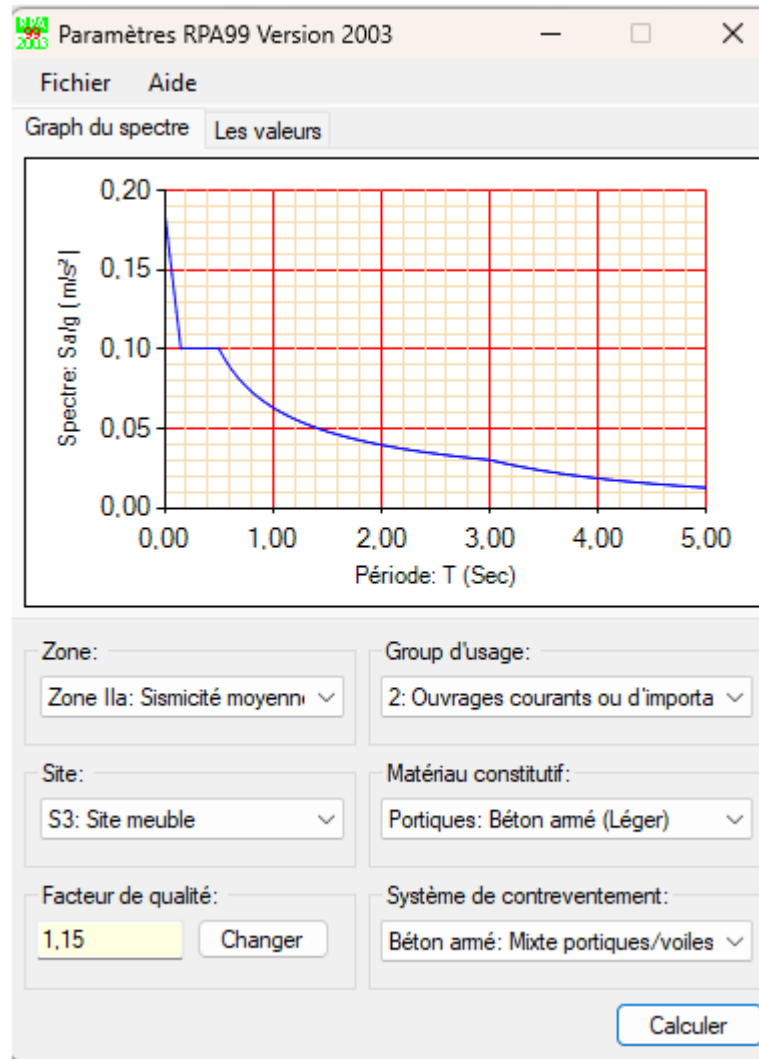


Figure V-2 : spectre de réponse (RPA99/V2003)

$$\frac{\sigma_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots S_i 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots S_i T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots S_i T_1 < T < 3.0sec \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} \dots\dots\dots S_i T_1 > 3.0sec \end{cases}$$

A: coefficient d'accélération de zone

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 05%.

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (tableau 4.2)

R: Coefficient de comportement de la structure RPA99 (tableau 4.3)

T1, T2: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA (tableau 4.7)

Q: Facteur de qualité (tableau 4.4).

**Pourcentage d'amortissement critique  $\xi$** 

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\xi$  : il donné par le tableau  $\xi = 10\%$

$\eta$  = Le facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \text{pour } \xi = 10 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76$$

Q: Facteur de qualité  $Q = 1 + \sum^5 P_q$

**Facteur de qualité**

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Q=1.15

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA (tableau 4.7)

**Valeurs de T1 et T2**

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

On tire  $T_2$  à partir le tableau :

On a:  $T_1 = 0.15\text{sec}$ ;  $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

**Coefficient d'accélération de zone A**

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D'après RPA 99/v2003

Zone sismique IIa

Groupe usage 2

$A = 0.15$

R : Coefficient de comportement de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3) : Mixte portiques/voiles avec interaction

$R_x = R_y = 5$

Disposition des voiles de contreventement

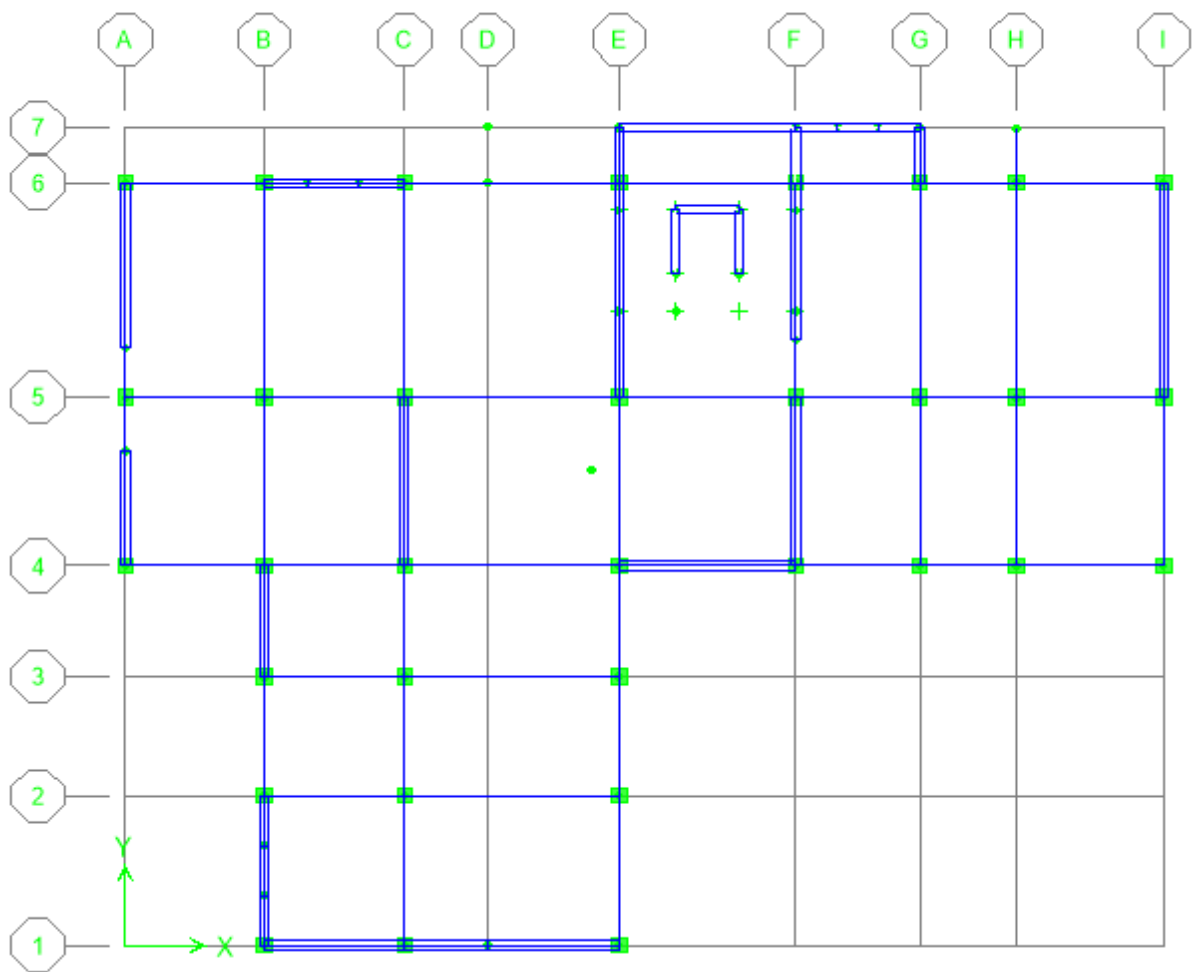


Figure V-3 : Disposition des voiles de contreventement

Les trois premiers modes

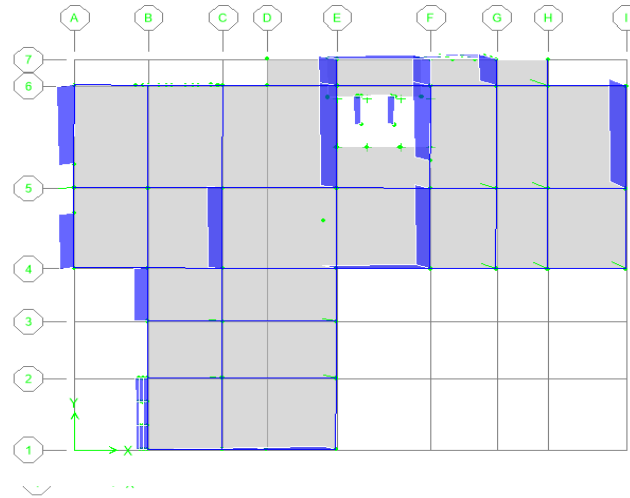


Figure V-4 : Sens X

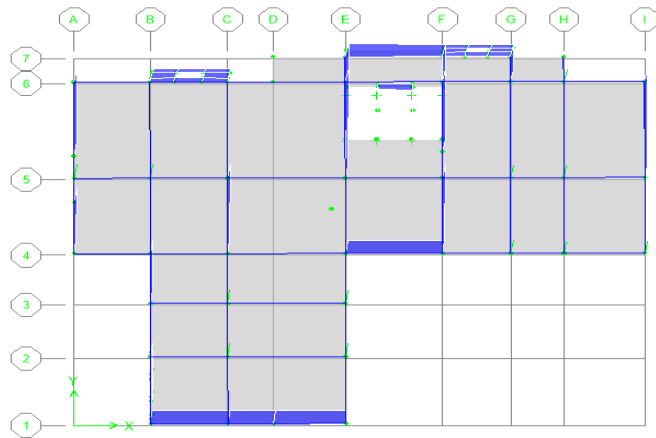


Figure V-5 : Sens Y

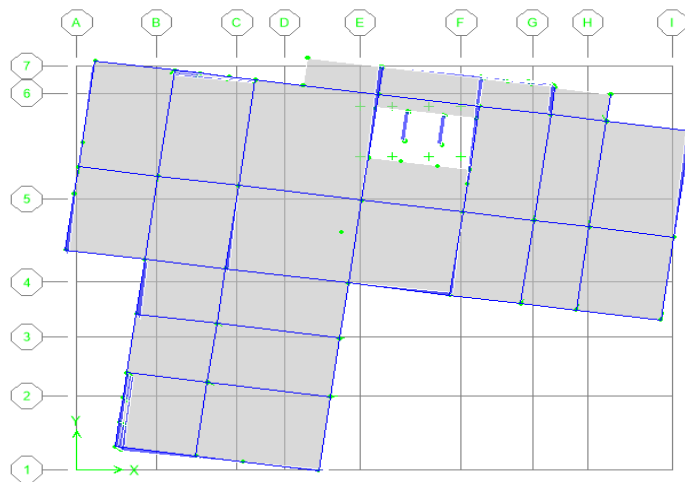


Figure V-6 : Sens Z

**V.3.Résultats:**

**V.3.1.Calcul de la force sismique :**

La force sismique voir RPA99/V2003

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q \cdot W}{R} = 2282.3KN$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q \cdot W}{R} = 2059.65KN$$

Avec:  $W = 9.81 \times 3289.53 = 32270.33KN$

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.15 \times 32270.33}{5} = 2282.3KN$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.15 \times 32270.33}{5} = 2059.65KN$$

Selon le **RPA99/V2003** On doit vérifier que la résultante des force sismiques à la base «  $v_t$  » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

$$\begin{cases} V_{dx} = 2103.135 > 80\%V_{st} = 1825.84 \text{ KN} \\ V_{dy} = 2236.69 > 80\%V_{st} = 1647.72 \text{ KN} \end{cases} \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

**V.3.2.Estimation de la période :**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- La période fondamentale T (dyn)= **0.328s**.

**Valeurs du coefficient  $C_T$**

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	-Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie. Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	-Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.085
3		0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé. des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.05

Le RPA99/version 2003(Art 4.2.4) préconise. qu'il faut que la valeur de Tdyn calcul ée par la méthode numérique. ne dépasse pas la valeur

$$T = C_t \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 24.48^{3/4} = 0.55sec$$

Estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_x = 0.09 \times \frac{h}{\sqrt{l_x}} = 0.44 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h}{\sqrt{l_y}} = 0.52 \text{ sec}$$

On tire  $T_2$  à partir le tableau :

On a:  $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.44 = 0.572 \text{ sec} > T_{dy} = 0.32 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.52 = 0.676 \text{ sec} > T_{dy} = 0.32 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**V.3.3.Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3.0s \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.50}{0.44}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.05$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.50}{0.52}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.85$$

**V.3.4.Vérification des facteurs de participation massique :**

**Tableau V-1- facteurs de participation massique**

Mode	Période	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$
1	0.328262	63.5047	5.7567
2	0.291469	69.1182	70.7852
3	0.227448	70.9883	70.8384
4	0.084347	89.2906	71.182
5	0.074194	89.5352	88.9441
6	0.058359	90.7489	89.051
7	0.041047	95.7142	89.0013
8	0.034713	95.7143	95.0013

9	0.028202	96.2683	95.0863
10	0.027483	98.1236	95.0889
11	0.022286	98.1293	97.7179
12	0.021037	99.0841	97.7188

Sens transversal :  $\text{SumUX} = 95.7143 > 90\%$  Condition vérifiée. Sens longitudinal :  $\text{SumUY} = 95.0013 > 90\%$  Condition vérifiée

#### V.4.1. Vérification des déplacements :

Sous l'effet des actions horizontales, la structure est soumise à des déformations latérales. Afin d'éviter une augmentation excessive des contraintes dans les systèmes de contreventement, il est nécessaire de calculer les déplacements pour chaque élément de contreventement.

Les **déplacements relatifs horizontaux** (ou déplacements inter-étages) entre un étage et les étages adjacents **ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage**, conformément aux exigences de stabilité et de confort.

$$\Delta_k = d_k - d_{k-1} \leq d_k \text{ Avec } : d_k = R \cdot d_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R = 5.

$\sigma_{ek}$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion). le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur D'étage  $1\%h_e = 0.0306$  : **donc la condition est vérifiée.**

#### V.4.2. Les déplacements latéraux inter- étage :

Tableau V-2- Déplacements relatifs dans sens (x-x)

NIV	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\overline{\Delta}_k$	1%he (cm)	Condition
7	0.00305	0.01529	0.00205	3.06	Vérifiée
6	0.00264	0.01323	0.00205	3.06	Vérifiée
5	0.00223	0.01118	0.002549	3.06	Vérifiée
4	0.00172	0.00863	0.00254	3.06	Vérifiée
3	0.00121	0.00608	0.00195	3.06	Vérifiée
2	0.00082	0.00412	0.00157	3.06	Vérifiée
1	0.00050	0.00254	0.00154	3.06	Vérifiée
RDC	0.0002	0.001	0.001	3.06	Vérifiée

## V.4.3. Déplacements relatifs dans sens (y-y) :

Tableau V-3- Déplacements relatifs dans sens (y-y)

NIV	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\overline{\Delta}_k$	1%he (cm)	Condition
7	0.002668	0.01334	0.00157	3.06	Vérifiée
6	0.002353	0.01176	0.00194	3.06	Vérifiée
5	0.001964	0.009823	0.00206	3.06	Vérifiée
4	0.001552	0.007762	0.00206	3.06	Vérifiée
3	0.001140	0.0057	0.00206	3.06	Vérifiée
2	0.00072	0.00364	0.00157	3.06	Vérifiée
1	0.000412	0.00206	0.00156	3.06	Vérifiée
RDC	0.0001	0.0005	0.0005	3.06	Vérifiée

## V.4.4. Vérification de l'effet P-Delta :

Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Sens X:

Tableau V-4- Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ 

NIV	P <sub>k</sub> (KN)	$\Delta_k$	V <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	$\theta_k$
07	3940.26	0.00205	560.7599	3.06	0.00046
06	8167.33	0.00205	981.573	3.06	0.0057
05	12080.81	0.00254	1261.0119	3.06	0.0079
04	16041.64	0.00254	1485.614	3.06	0.00896
03	20139.39	0.00195	1686.105	3.06	0.0076
02	24147.25	0.00157	1860.506	3.06	0.0066
01	28208.77	0.00157	2005.564	3.06	0.0075
RDC	32270.29	0.001	2103.135	3.06	0.005

Sens Y:

**Tableau V-5- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

NIV	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	θ <sub>k</sub>
07	3940.26	0.00157	615.257	3.06	0.0032
06	8167.33	0.00194	1055.956	3.06	0.0049
05	12080.81	0.00206	1356.457	3.06	0.005
04	16041.64	0.00206	1600.788	3.06	0.00123
03	20139.39	0.00206	1818.62	3.06	0.00745
02	24147.25	0.00157	1999.002	3.06	0.0061
01	28208.77	0.00156	2147.131	3.06	0.0069
RDC	32270.29	0.0005	2236.697	3.06	0.0023

$$\theta < 0.1$$

L'étude a permis de modéliser et d'analyser le comportement dynamique du bâtiment en tenant compte des spécificités sismiques de la région de Moustaganem. connue pour sa haute sismicité. Les calculs ont été réalisés conformément aux règlements parasismiques algériens (RPA) et aux normes de béton armé (BAEL)

#### V.5.L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :

Le RPA99/version2003 préconise quand il est procédé à une analyse les Effets du seconde ordre (ou effet p-Δ) peuvent être tridimensionnelle. de prendre en plus de l'excentricité théorique calculée. une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 5% L.

**Tableau V-6- excentricité entre le centre de masse et centre de torsion**

NIV	MASSE	XCM	XCR	ex	5 %Lx
07	414.0192	11.221	11.242	0.021	1.234
06	414.0192	11.221	11.367	0.146	1.234
05	408.54	11.221	11.253	0.032	1.234
04	417.71	11.151	11.131	0.02	1.234
03	403.75	11.218	11.061	1.157	1.234
02	398.89	11.218	11.035	1.183	1.234
01	430.89	11.213	11.035	0.178	1.234
RDC	401.65	10.95	11.052	0.109	1.234

Tableau V-7- excentricité entre le centre de masse et centre de torsion

NIV	MASSE	XCM	XCR	ey	15 %Ly
07	414.0192	11.617	9.423	2.191	2.718
06	414.0192	11.617	9.249	2.368	2.718
05	408.54	11.631	9.275	3.356	2.718
04	417.71	11.311	9.405	1.906	2.718
03	403.75	11.641	9.582	2.059	2.718
02	398.89	11.653	9.761	1.892	2.718
01	430.89	11.657	9.913	1.741	2.718
RDC	401.65	10.153	10.022	1.131	2.718

# CHAPITRE VI

## Ferraillage des portiques

### VI.1.Introduction

L'étude des portiques est essentielle dans le domaine de l'ingénierie civile et de l'architecture. car ces structures jouent un rôle crucial dans la stabilité et la résistance des bâtiments. Un portique est défini comme une structure hyperstatique. généralement composée de poutres et de poteaux. qui permet de transférer les charges mécaniques vers les fondations tout en assurant la rigidité et la durabilité de l'ouvrage.

### VI.2.Les combinaisons de calcul :

$$Poutres : \begin{cases} \text{Sollicitation du 1}^{er} \text{ genre: } S_{p1} = 1.35G + 1.5Q \\ \text{Sollicitation du 2}^{eme} \text{ genre : } S_{p2} = \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$$

On a :

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1.15: \text{ on détermine les armatures sous } S_{p2}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1.15: \text{ on détermine les armatures sous } S_{p1}$$

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\sigma_b$	$\sigma_s$	$f_{c28}$	$f_{t28}$
Cas général	1.5	1.15	14.17	348	25	2.1
Cas accidental	1.15	1	18.48	400	25	2.1

**Tableau IV.1 : Poutre Principale intermédiaire**

Niveau	Position	Moments max (kN .m)		Rapport $\frac{M_{SP1}}{M_{SP2}}$	Moments de Calcul (KN.m)
		$M_{SP1}$	$M_{SP2}$		
Terrasse	Appuis	62.24	39.818	1.5	62.24
	Travée	48.217	35.44	1.3	48.217
Etage	Appuis	58.128	58.128	1	58.128
	Travée	48.217	48.217	1	48.217

Tableau IV.2 :Poutre secondaire intermédiaire

Niveau	Position	Moments max (KN .m)		Rapport $\frac{M_{SP1}}{M_{SP2}}$	Moments de Calcul (KN.m)
		M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>		
Terrasse	Appuis	53.62	36.86	1.45	53.62
	Travée	39.76	28.86	1.3	39.76
Etage	Appuis	34.23	22.08	1.5	34.23
	Travée	27.53	21.51	1.27	27.53

Tableau IV.3 :Poutre principale Rive

Niveau	Position	Moments max (KN .m)		Rapport $\frac{M_{SP1}}{M_{SP2}}$	Moments de Calcul (KN.m)
		M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>		
Terrasse	Appuis	42.7	31.01	1.37	42.7
	Travée	26.9	19.615	1.37	26.9
Etage	Appuis	47.01	34.046	1.38	47.01
	Travée	31.61	23.107	1.36	31.61

Tableau IV.4 : Poutre secondaire Rive

Niveau	Position	Moments max (KN .m)		Rapport $\frac{M_{SP1}}{M_{SP2}}$	Moments de Calcul (KN.m)
		M <sub>SP1</sub>	M <sub>SP2</sub>		
Terrasse	Appuis	23.61	14.738	1.6	23.61
	Travée	19.78	20.54	0.9	20.54
Etage	Appuis	42.7	31.01	1.3	42.7
	Travée	26.9	19.615	1.37	26.9

**Les armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/V2003 :

Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0.5\% \times b \times h_t$

Section d'armature maximale :  $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t; \text{zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t; \text{zone de recouvrement} \end{cases}$

Le diamètre minimum est de 12 mm.

**Exemple de calcul :**

Poutre Principale intermédiaire (30×40) cm<sup>2</sup> : (Plancher Terrasse).

Les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel (ETABS

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = 4 \times 40 \times \frac{30}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = 6 \times 40 \times \frac{30}{100} = 72 \text{ cm}^2$$

**Sur Appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 62.24 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 39.818 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.5 > 1.15 \Rightarrow \text{Le calcul se fait sous } S_{p1} :$$

$$\mu_\mu = \frac{M_{sp}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{62.24 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.17} = 0.1129$$

$$\Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_s = \frac{M_{sp}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{62.24 \times 10^3}{0.1129 \times 36 \times 348} = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 5 \text{ cm}^2 < A_{min} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 p.m avec  $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

**En travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 48.217 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 35.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.3 > 1.15 \Rightarrow \text{Le calcul se fait sous } S_{p1} :$$

$$\mu_\mu = \frac{M_{sp}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{48.217 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.17} = 0.0875$$

$$\Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_s = \frac{M_{sp}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{48.217 \times 10^3}{0.1129 \times 36 \times 348} = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ cal}} = 4.03 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12p.m avec  $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

### VI.3. Vification du ferrailage de la poutre :

#### Condition non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée :

#### Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}} \times 10^3}{b \times d} = \frac{100.4 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

#### Détermination du diamètre des armatures transversales :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23). on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{t\text{min}}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \min(11.42; 14 \text{ mm}; 30 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

On adopte  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30; 10\Phi_t\right) = \min(10 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

#### Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \max(0.465; 0.4 \text{ MPa}) = 0.465 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.058 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq 0.058cm^2 \Rightarrow 4\emptyset 8; A_s = 2.01cm^2$$

**Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84MPa$$

$$l_s = \frac{\Phi_l}{4\tau_s} f_e = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm}$$

Diamètre d'une barre :  $\emptyset = 12mm$

On adopte une courbure égale à :  $r = 5.5\Phi_l = 6.6cm$

**Calcul des crochets :**

Pour  $\emptyset = 12mm$

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 23.1cm$$

$$L_1 \geq \frac{l_s - 2.19r - L_2}{1.87} = 2.55 \text{ cm}$$

Pour  $\emptyset = 14mm$

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 26.5cm$$

$$L_1 \geq \frac{l_s - 2.19r - L_2}{1.87} = 4 \text{ cm}$$

**La longueur de recouvrement :**

D'après le RPA 99/2003. la longueur minimale de recouvrement est de :

$$40\Phi \text{ en zone IIa} \begin{cases} \Phi = 1.4cm \Rightarrow l = 70cm \\ \Phi = 1.2cm \Rightarrow l = 60cm \end{cases}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = 45.01KN.m$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 15y^2 + 101.85y - 3666.6 = 0$$

$$y = 6.27cm$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 6.27^3}{3} + (15 \times 6.88) \times (36 - 6.27)^2$$

$$I = 93680.6cm^4$$

**Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{t_{ser}}}{I} \times y = \frac{45n401 \times 10^3}{75772.75} \times 6.27$$

$$\sigma_b = 3.03MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_b = 3.03MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$$

Condition vérifiée

**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 100.4 KN \quad M_a = 62.24KN.m$$

$$\delta_u = \frac{M_a}{Z} = \frac{62.24}{0.9 \times 0.4} = 172.88KN > T = 100.4 KN$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

L'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$ . donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma_b} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow$$

$$\frac{2 \times 100.4}{30 \times 25} \leq 13.33 \Leftrightarrow 2.6MPa \leq 13.33$$

Condition vérifiée

**Entraînement des armatures :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9 \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\Psi_s = 1.5$  pour H.A

T: L'effort tranchant max ;  $T = 100.4 KN$

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ;  $n = 6$

$\mu$ : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi \times \Phi = 1.2 \times 3.14 = 3.768cm$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{100.4 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 3.768 \times 6} = 1.3MPa$$

$$\overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{ser} = 1.3MPa \leq \overline{\tau_{ser}} = 3.15MPa$$

Condition vérifiée

**Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{475} = 0.084 \geq 0.063 \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{40}{475} = 0.084 \geq \frac{45.401}{15 \times 140.22} = 0.016 \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{6.88}{30 \times 36} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

Donc il n'y a pas de risque de flèche

**Tableaux récapitulatifs du ferrailage des différents niveaux :****Tableau VI.5-Sections de ferrailage des poutres principales intermédiaires**

Niveau	Section	Moment (KN.m) $M_{sp}$	A min (cm <sup>2</sup> )	A calcul é(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Etage	Appuis	62.24	6	5	6.88	3T14+2T12
	Travée	48.217		4.03	6.79	6T12
Terrasse	Appuis	58.128		4.2	6.79	6T12
	Travée	48.217		3.46	6.79	6T12

**Tableau VI.6- Sections de ferrailage des poutres secondaires intermédiaires**

Niveau	Section	Moment (KN.m) $M_{sp}$	A min (cm <sup>2</sup> )	A calcul é(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Etage	Appuis	53.62	5.25	5.25	6.79	6T12
	Travée	37.76		3.8	5.65	5T12
Terrasse	Appuis	34.23		3.25	6.79	6T12
	Travée	27.53		2.6	5.65	5T12

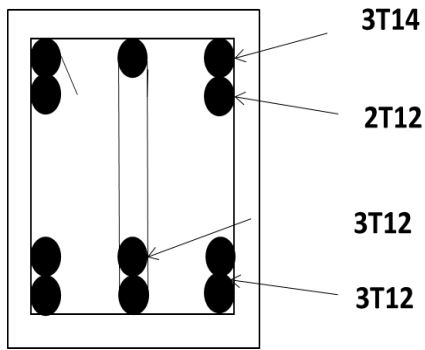
Tableau VI7. : Sections de ferrailage des poutres principales de rive

Niveau	Section	Moment (KN.m) $M_{sp}$	A min (cm <sup>2</sup> )	A calcul é(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Etage	Appuis	42.7	6	3.55	5.65	5T12
	Travée	26.9		2.2	3.39	3T12
Terrasse	Appuis	47.01		3.9	5.65	3T12
	Travée	31.61		2.6	3.39	3T12

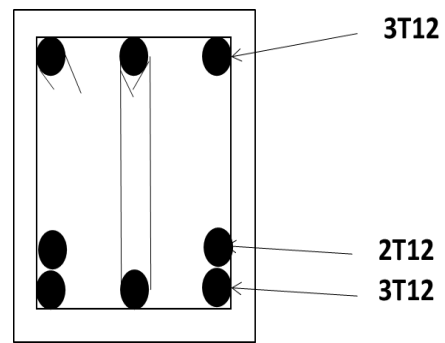
Tableau IV-8- Sections de ferrailage des poutres secondaires de rive

Niveau	Section	Moment (KN.m) $M_{sp}$	A min (cm <sup>2</sup> )	A calcul é(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Etage	Appuis	23.61	5.25	2.2	3.39	3T12
	Travée	20.54		2	3.39	3T12
Terrasse	Appuis	42.7		3.55	5.65	5T12
	Travée	26.7		2.1	3.39	3T12

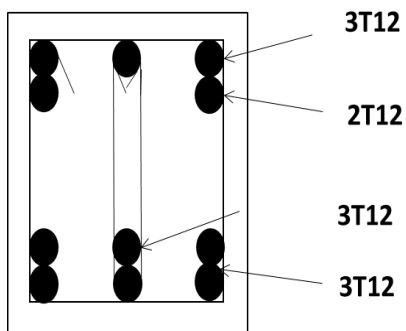
TERRASSE :



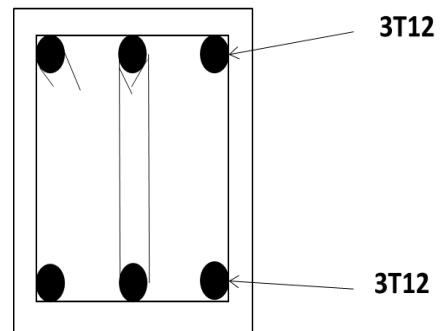
Poutre principale (intermédiaire)



Poutre principale (Rive)

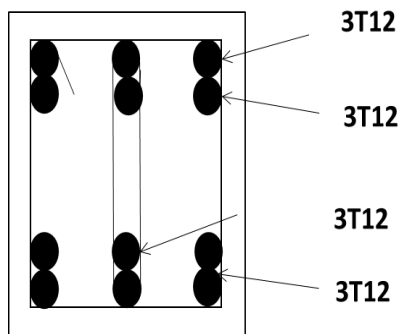


Poutre secondaire (intermédiaire)

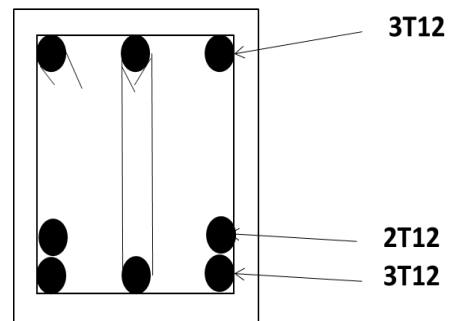


Poutre secondaire (Rive)

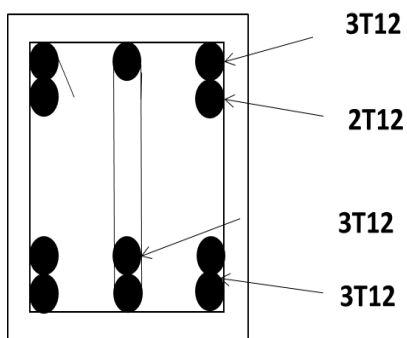
ETAGE :



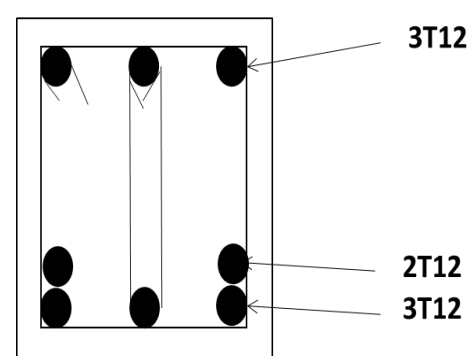
Poutre principale (intermédiaire)



Poutre principale (Rive)



Poutre secondaire (intermédiaire)



Poutre secondaire (Rive)

**VI.4. Ferrailage des poteaux :**

En générale. les poteaux sont soumis a du moment (M) et effort normal (N).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{premier genre : } 1.35G + 1.5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max}; M_{coresspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{max}; M_{coresspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max}; N_{coresspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \\ \text{Deuxième genre:} \quad \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max}; M_{coresspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min}; M_{coresspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max}; N_{coresspondant} \rightarrow A_1 \end{cases} \end{array} \right.$$

Pour la situation normale ou durable :  $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348MPa \\ \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \sigma_b = 14.17MPa \end{cases}$

Pour la situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400MPa \\ \gamma_b = 1.15 \Rightarrow \sigma_b = 18.48MPa \end{cases}$

**VI.5. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :**

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être hautes adhérences droites et sans crochet ;
- ❖ Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0.7% (zone I) ;
- ❖ Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0.4% en zone courante. 0.6% en zone de recouvrement ;
- ❖ Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- ❖ Le distance dans les barres Verticals dans une face du poteau no ne doit pas dépasser 25cm en zone I ;
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

Type de poteau	$A_{min} = 0.7\% \times S$	$A_{max1} = 4\% \times S$	$A_{max2} = 6\% \times S$
Type 1 (45×45)cm <sup>2</sup> du RDC au 2 <sup>ème</sup> étage	16.2	81	121.5
Type 2 (40×40)cm <sup>2</sup> du 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	12.8	64	49
Type 3 (35×35)cm <sup>2</sup> du 6 <sup>ème</sup> étage au 7 <sup>ème</sup> étage	9.8	49	73.5

Tableau IV-9- les sollicitations défavorables du 1er et 2ème genre

Niveau		(45X45)cm <sup>2</sup>	(40X40)cm <sup>2</sup>	(35X35)cm <sup>2</sup>
Combinaison Courante		RDC.....2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> .....5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> .....7 <sup>eme</sup>
A1	Nmax(KN)	1469.13	710.35	172.24
	Mcor(KN .m)	1.819	21.56	23.249
A2	Nmin(KN)	248..23	94.54	8.08
	Mcor(KN .m)	2.618	4.571	6.044
A3	Mmax(KN .m)	20.98	30.363	32.091
	Ncor(KN)	846.82	386.68	49.41

Niveau		(45X45)cm <sup>2</sup>	(40X40)cm <sup>2</sup>	(35X35)cm <sup>2</sup>
Combinaison Accidentelle		RDC.....2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> .....5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> .....7 <sup>eme</sup>
A1	Nmax(KN)	641.1	359.79	85.96
	Mcor(KN .m)	1.026	7.652	2.551
A2	Nmin(KN)	38	29.17	2.28
	Mcor(KN .m)	4.575	10.044	9.003
A3	Mmax(KN .m)	20.742	17.06	24.379
	Ncor(KN)	321.9	293.7	38.64

**Données :**

- Enrobage :  $c = 2.5cm$
- Hauteur utile:  $d = 40.5cm$
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400MPa$
- Contrainte du béton à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25MPa$
- Contrainte de traction du béton :  $f_{t28} = 2.1MPa$

**Combinaison de 1<sup>er</sup> genre :****a)**

$$N_{max} = 1469.13KN \quad M_{coresspondant} = 1.819KN.m$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.819}{1469.13} = 0.0012m$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1469.13 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.0012 \right)$$

$$M_u = 266.2KN.m$$

On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0.514 \cdot \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 1469.13 \times 0.405 \left( 1 - 0.514 \times \frac{1469.13 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1469.13KN < 2324.23KN$$

$$M_u = 266.2KN.m < 1144KN.m$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante.

Les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = 0$ )**b)**

$$N_{min} = 248.23KN \quad M_{coresspondant} = 2.618KN.m$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.618}{248.23} = 0.01m$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 248.23 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.01 \right)$$

$$M_u = 47.16KN.m$$

On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0.514 \cdot \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 248.23 \times 0.405 \left( 1 - 0.514 \times \frac{248.23 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 248.23KN < 2324.23KN$$

$$M_u = 47.16KN.m < 50.86KN.m$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante. ( $A_2 = 0$ )

c)

$$N_{\text{coresspondant}} = 846.82 \text{KN} \quad M_{\text{max}} = 20.98 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20.98}{846.82} = 0.024 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 846.82 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.024 \right)$$

$$M_u = 172.74 \text{KN.m}$$

On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0.514 \cdot \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 641.1 \times 0.405 \left( 1 - 0.514 \times \frac{641.1 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 846.82 < 2324.23 \text{KN}$$

$$M_u = 172.74 \text{KN.m} < 235.07 \text{KN.m}$$

Les deux conditions vérifiées ,donc  $A_3 = 0$

**Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre :**

a)

$$N_{\text{max}} = 641.1 \text{KN} \quad M_{\text{coresspondant}} = 10.26 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10.26}{641.1} = 0.0016 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 641.1 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.0016 \right)$$

$$M_u = 116.42 \text{KN.m}$$

On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0.514 \cdot \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 641.1 \times 0.405 \left( 1 - 0.514 \times \frac{846.82 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 641.12 < 2324.23 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$M_u = 116.42 \text{KN.m} < 71.66 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcul la section A1

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0.337h - 0.81c')f_{bc} \cdot b \cdot h$$

$$(d - c')N_u - M_u = 172.19 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$(0.337h - 0.81c')f_{bc} \cdot b \cdot h = 377 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$172.19 < 377$$

Condition Vérifiée

**Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{116.48 \times 10^3}{45 \times 40.5^2 \times 14.17} = 0.11 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0.940$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{116.48 \times 10^3}{0.940 \times 40.5 \times 348} = 8.79 \text{cm}^2$$

$$A_{su} = A_{fs} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 8.79 - \frac{641.1}{348} = 6.94 \text{cm}^2$$

**b)**

$$N_{min} = 38 \text{KN} \quad M_{coresspondant} = 4.575 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4.575}{38} = 0.12 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 321.9 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.12 \right)$$

$$M_u = 11.4 \text{KN} \cdot \text{m}$$

On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0.514 \cdot \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 38 \times 0.405 \left( 1 - 0.514 \times \frac{38 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 38 < 2324.23 \text{KN}$$

$$M_u = 4.575 \text{KN} \cdot \text{m} < 14.2 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante. ( $A_s = 0$ )

c)

$$N_{\text{coresspondant}} = 321.9\text{KN} \quad M_{\text{max}} = 20.742\text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.064\text{m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 321.9 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.12 \right)$$

$$M_u = 78.5\text{KN.m}$$

On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0.514 \cdot \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.45 \times 0.45 \\ 321.9 \times 0.405 \left( 1 - 0.514 \times \frac{321.9 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 321.9 < 2324.23\text{KN}$$

$$M_u = 20.742\text{KN.m} < 46.8\text{KN.m}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc  $A_6 = 0$

**Tableau VI.10 :Les résultats de ferraillage du poteau**

Type	Cas	1ere genre			2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A	
(40×45) cm <sup>2</sup>	A	1469.13	1.819	0	641.1	1.026	6.94	16.2	4T16+4T20 Soit (20.61 cm <sup>2</sup> )
	B	248.23	2.618	0	38	4.575	0		
	C	846.82	20.98	0	321.9	20.742	0		
(40×40) cm <sup>2</sup>	A	710.35	21.56	0	359.79	7.652	0	12.8	4T14+4T14 =14.2cm <sup>2</sup> )
	B	194.54	4.571	0	29.17	10.044	1.16		
	C	846.54	20.98	0	293.7	17.06	0		
(35×35) cm <sup>2</sup>	A	172.24	23.249	0	85.96	2.551	0	9.8	8T14 Soit (12.3cm <sup>2</sup> )
	B	8.08	6.044	0	2.28	9.002	0		
	C	49.01	32.091	3.2	38.64	24.379	2.3		

**Vérifications de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max} \times 10^3}{b \times d} = \frac{395 \times 10^3}{400 \times 405} = 0.24 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 MPa) = 3.25 MPa$$

$$\tau_u = 0.23 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25 MPa$$

Condition Vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**Calcul des armatures transversales :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 mm$$

On adopte  $\Phi_t = 8 mm$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul ;

$h_l$ : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$\rho_a$ : Coefficient correcteur égale à :  $\begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

**Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(15 ; 10\Phi_l) = 15 cm \Rightarrow S_t = 10 cm$$

**Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 10\Phi_l = 30 cm \Rightarrow S_t = 15 cm$$

**Calcul de l'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7l_o}{b} = 4.44 \leq 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 39.5}{45 \times 235} = 0.20$$

**Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

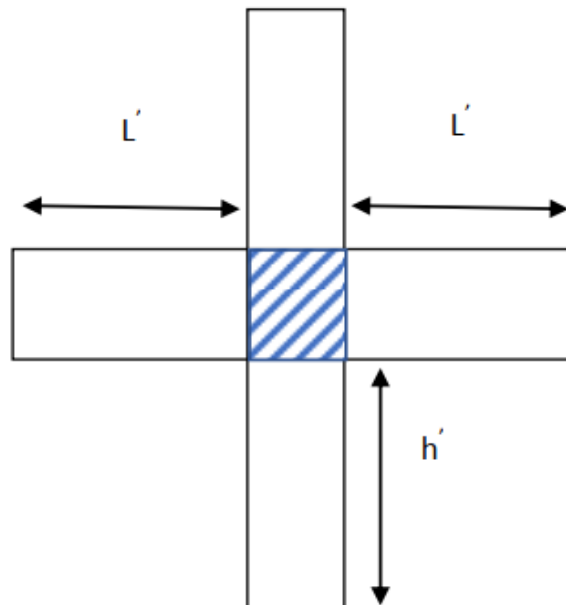
$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max(\tau_u; 0.4MPa) = 0.4MPa$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 45 \times 10}{400} = 0.45cm^2$$

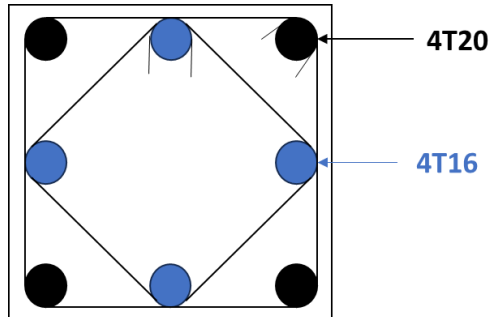
**Détermination de la zone nodale :**

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b; h; 60cm \right\} \right\} = \max \{ 56.66; 45; 45; 60 \} = 60cm$$

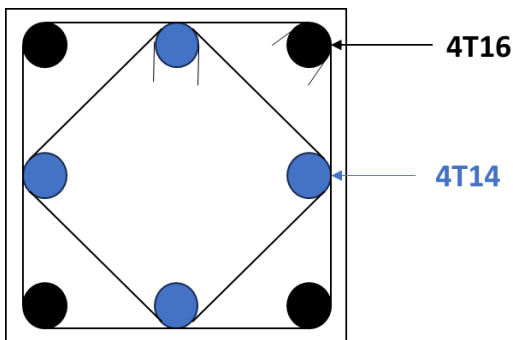
$$L' = 2h = 90cm$$



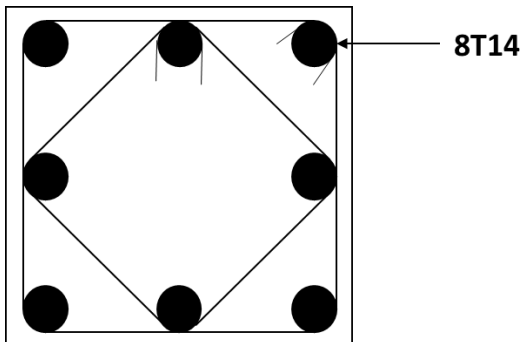
**Figure VI.1: Schéma de la zone nodale**



**Poteau (45X45)cm<sup>2</sup>  
du RDC au 2<sup>eme</sup> étage**



**Poteau (40X40)cm<sup>2</sup>  
du 3<sup>eme</sup> étage au 5<sup>eme</sup> étage**



**Poteau (35X35)cm<sup>2</sup>  
du 6<sup>eme</sup> étage au 7<sup>eme</sup> étage**

# CHAPITRE VII

## Etude des Voiles

## VII.1.Introduction

Le voile en béton armé est un élément vertical de construction. coulé en place dans des coffrages à son emplacement définitif. Il est généralement équipé d'armatures fixes et d'armatures calculées selon les sollicitations. Les voiles sont utilisés dans divers types de bâtiments (résidentiels. bureaux. scolaires. hospitaliers. industriels. etc.).

Les systèmes de contreventement assurent la reprise des forces horizontales dues aux actions climatiques (vent) ou géologiques (séisme). Dans le cas présent. la structure adopte un système mixte de contreventement (voiles-portiques). recommandé en zone sismique pour sa capacité de résistance satisfaisante. Cependant. cette combinaison de structures obéissant à des lois de comportement différentes peut entraîner des forces inverses aux niveaux supérieurs. notamment lorsque les portiques bloquent les déplacements des voiles.

Ainsi. une attention particulière doit être portée à la conception et au calcul de cette structure mixte.

### VII.1.1 Conception

- **Positionnement des voiles** : Les voiles doivent être disposés de manière à éviter toute torsion de la structure.
- **Espacement des voiles** : Les voiles ne doivent pas être trop éloignés pour éviter une flexibilité excessive des planchers.
- **Équilibre de la structure** : L'emplacement des voiles doit être tel que les rigidités dans les deux directions principales soient proches. assurant ainsi un équilibre structural.

### VII.1.2 Calcul

Le calcul des voiles doit intégrer l'ensemble des éléments structuraux (portiques et voiles) pour respecter les lois de comportement spécifiques à chaque type de structure.

## VII.2.Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant. un effort normal. et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable Selon les combinaisons suivantes :

1.  **$G + Q \pm E$**  (vérification du béton).
2.  **$0.8G \pm E$**  (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée. par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- Armatures Verticals.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales.

### VII.3. La méthode de Calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times v}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{MPa}$$

Avec :

$A$ : Section du voile.

$I$ : Moment d'inertie.

$N$ : Effort normal appliqué.

$M$ : Moment fléchissant appliqué.

$v$ : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

On distingue 3 cas :

✓ **Premier cas** :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$$

✓ **Deuxième cas** :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction. d'où la section des armatures

Verticales :  $\frac{F_t}{f_e}$  ; On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si :  $A_v < A_{min} = 0.15 \times a \times L$  on ferraille avec la section minimale.
- Si :  $A_v > A_{min}$  on ferraille avec  $A_v$ .

✓ **Troisième cas** :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  Sont de signe différent. la section du voile est partiellement comprimée donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

### VII.4. Ferrailage des voiles :

Il y a deux types des voiles :

#### 1<sup>er</sup> type : Voile avec deux poteaux d'extrémité :

Les données :

$$A = 1.335 \text{m}^2$$

$$I = 4.3161 \text{m}^4$$

$$v = 2.775 \text{m}$$

$$N = 1114.86 \text{KN}$$

$$M = 5 \text{KN.m}$$

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

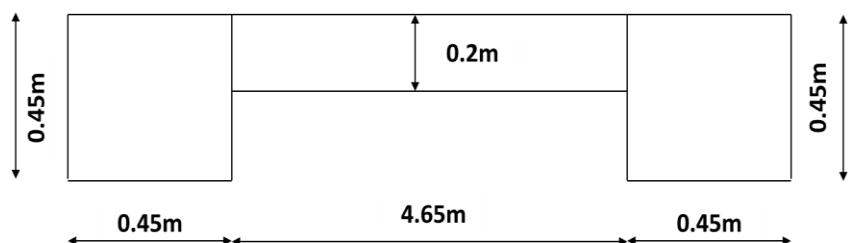


Figure VII-1 : Type de voile 1

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1114.86 \times 10^{-3}}{1.335} + \frac{5 \times 2.775 \times 10^{-3}}{4.3161} = 0.82 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1114.86 \times 10^{-3}}{1.335} - \frac{5 \times 2.775 \times 10^{-3}}{4.3161} = 0.81 \text{MPa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$$

On Calcul le ferrailage pour une bande de 1m :

Donc on prend 5T12 p. m

Diamètre « D » :

$$D \leq \frac{h}{10} \Rightarrow h: \text{épaisseur du voile}$$

$$D \leq \frac{h}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{mm}$$

Donc on prend  $D = 12 \text{mm}$

Espacement  $S_t$ : Selon le BAEL 91/99

$$S_t \leq \min(2a ; 33 \text{cm})$$

$$S_t \leq \min(40 ; 33 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{cm}$$

Selon RPA99/v2003 :

$$S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{cm})$$

$$S_t \leq \min(30 ; 30 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{cm}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min(S_{t_{BAEL}} ; S_{t_{RPA 99}})$$

$$S_t \leq 30 \text{cm}$$

On adopte  $S_t = 20 \text{cm}$

**Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$ :**

Selon le B.A.E.L 91/99 :

$$V_u = 4 \text{KN}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{4 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.22 \text{MPa}$$

Selon le RPA 99/V2003

On calcul la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a.d}$$

$$\bar{V} = 1.4.V_{cal}$$

Cette contrainte est limitée par :  $\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5MPa$

### 2<sup>ème</sup> type : voile avec un poteau d'extrémité

Les données :

$$A = 0.982m^2$$

$$I = 1.7537m^4$$

$$v = 1.95m$$

$$v' = 2.4m$$

$$N = 182.77KN$$

$$M = 4.7KN.m$$

$$T = 2.95KN$$

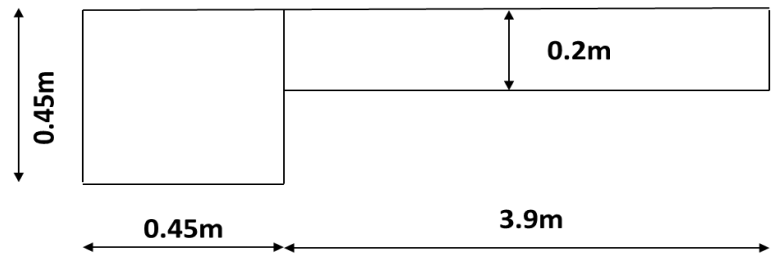


Figure VII-2 : Type de voile 2

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{182.77 \times 10^{-3}}{0.982} + \frac{4.7 \times 1.95 \times 10^{-3}}{1.7537} = 0.19MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{182.77 \times 10^{-3}}{0.982} - \frac{4.7 \times 1.95 \times 10^{-3}}{1.7537} = 0.18MPa$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$$

On Calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

Donc on prend 5T12 p. m

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} = \frac{1.4 \times 4 \times 10^{-3}}{200 \times 180} = 0.15MPa$$

### VII.5 Disposition des armatures :

Armature Vertical :

$$S_t = 30cm \Rightarrow \frac{S_t}{2} = 15cm < 20cm$$

Condition Vérifiée

$$L = 555\text{cm} \Rightarrow \frac{L}{10} = 55.5\text{cm}$$

Schéma du ferrailage :

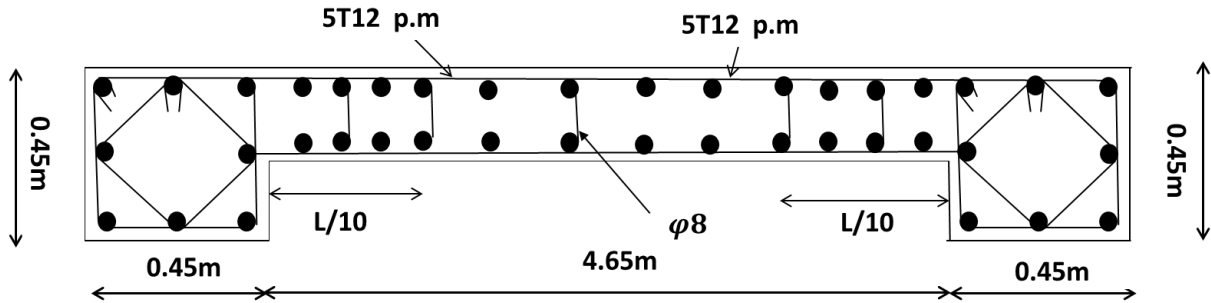


Figure VII-3 : Disposition des armatures ( type 1)

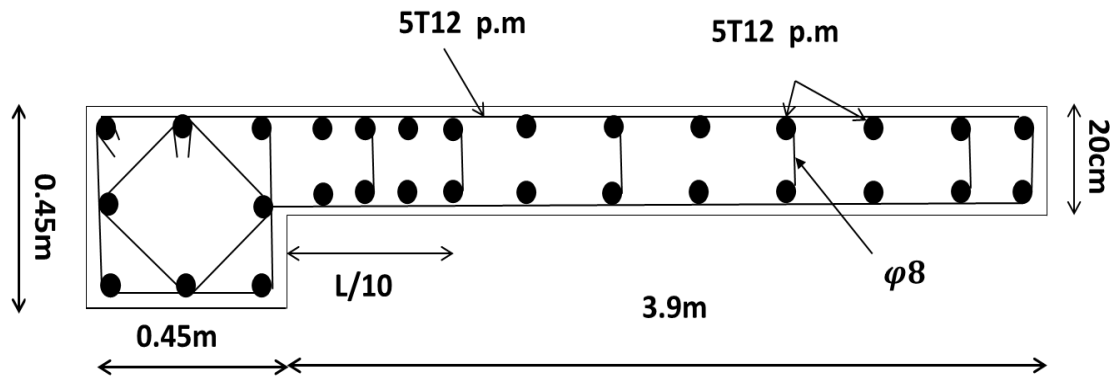


Figure VII-4 : Disposition des armatures ( type 2)

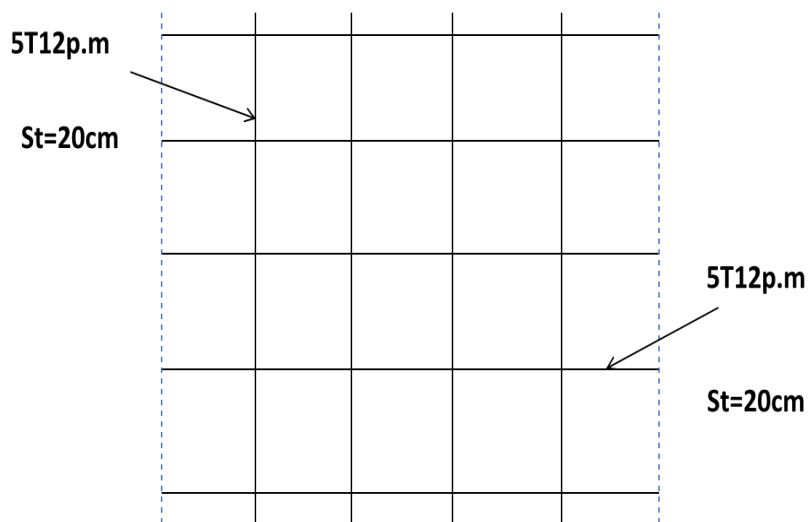


Figure VII-5 : Disposition des armatures transversale

# CHAPITRE VIII

## Etude de l'infrastructure

### VIII.1.Introduction

Les fondations d'un bâtiment représentent les éléments en contact direct avec le sol. assurant la transmission des charges de la superstructure vers le terrain. Leur conception et réalisation sont cruciales pour la stabilité globale de l'ouvrage. Pour déterminer les dimensions appropriées des fondations. il est essentiel de connaître :

- **Le poids total de la structure achevée** : Cela inclut tous les matériaux et éléments permanents du bâtiment.
- **La capacité portante du sol** : Elle est exprimée en contrainte admissible (par exemple. 2.0 bar à une profondeur de 3.00 m).

Dans le cas présent. le terrain présente une contrainte admissible de 2.0 bar à une profondeur d'ancrage de 3.00 m.

Étant donné la hauteur de la construction. les charges imposées par la superstructure. la présence de voiles dans l'ouvrage et la capacité portante moyenne du sol. le dimensionnement des fondations aboutit à des semelles de grandes dimensions. Ces semelles peuvent se chevaucher dans une ou plusieurs directions. Dans ce contexte. il est préférable de les relier pour former un **radier général**. une dalle de béton armé couvrant l'ensemble de la surface du bâtiment.

Un radier général présente plusieurs avantages :

- **Assurer l'encastrement de la structure dans le sol** : Il offre une base stable et uniforme.
- **Transmettre au sol la totalité des efforts** : Il répartit efficacement les charges sur toute la surface.
- **Éviter les tassements différentiels** : En assurant une répartition homogène des charges. il minimise les risques de déformations inégales du sol.

Cette approche est particulièrement adaptée lorsque les semelles isolées ou filantes ne sont pas suffisantes pour garantir la stabilité de l'ouvrage

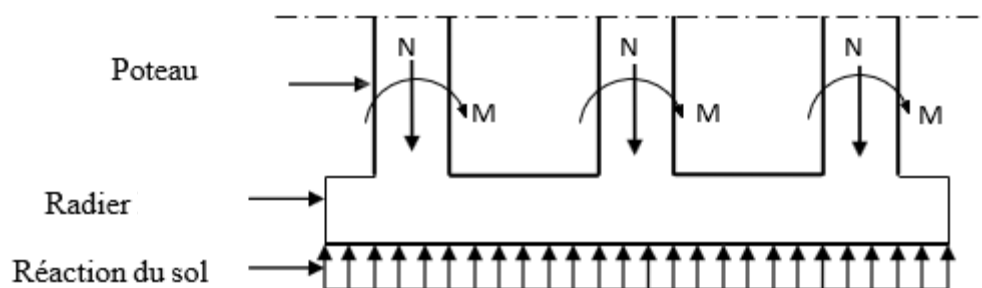


Figure VIII-1 : Schéma du radier

**VIII.2. Prédimensionnement du radier :**

Poids supporte pour le radier :

Super structure :

$G_T$ : La charge permanente totale

$Q_T$ : La charge d'exploitation totale

$$G_T = \sum_{i=1}^7 G_i = 37084.81 \text{KN}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^7 Q_i = 4559.9 \text{KN}$$

**Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U} : N_u = 1.35. G_T + 1.5. Q_T = 56904.34 \text{KN}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 41644.71 \text{KN}$$

**Surface de radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$N = N_{\text{ser}} = 41644.71 \text{KN}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S \geq \frac{41644.71}{200}$$

$$S = 208.22 \text{m}^2$$

On prend un débord de 80cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface :  $S_{\text{radier}} = 381.22 \text{m}^2$

**Calcul de l'épaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**1<sup>er</sup> condition :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.06. f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0.06. f_{c28} \cdot b}$$

$$V_u: \text{Effort tranchant ultime} : V_u = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$L: \text{Longueur maximale d'une bande 1m} : L_{\text{max}} = 5.1 \text{m}$$

Pour une bande 1m :

$$V_u = \frac{149.26 \times 5.1}{2} = 380.61 \text{KN}$$

$$d \geq \frac{V_u}{0.06 \cdot f_{c28} \cdot b} \Rightarrow d \geq \frac{380.61}{0.06 \times 25 \times 1000}$$

$$d \geq 25.37\text{cm}$$

**2<sup>ème</sup> condition :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20}$$

$$L = 5.1\text{m}$$

$$20.4 \leq d \leq 25.5$$

On prend  $h = 35\text{cm}$  .  $d = 30\text{cm}$

### VIII.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide. la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \frac{510}{9} \leq h \leq \frac{510}{6}$$

$$56 \leq h \leq 85$$

On prend :  $h = 75\text{cm}$  .  $b = 45\text{cm}$

### VIII.4. Vérification des contraintes du sol sous la charge Vertical :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol. le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i)]$$

$$G_{\text{radier}} = 25 [(0.35 \times 381.22) + (0.75 \times 0.45 \times 200)]$$

$$G_{\text{radier}} = 5023.175\text{KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 5023.175 + 41644.71 = 46667.88\text{KN}$$

Condition Vérifiée

#### La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

$$I : \text{inertie de la poutre} : I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.45 \times 0.75^3}{12} = 0.0158\text{m}^2$$

K : Coefficient de raideur du sol

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419.4 \times 0.0158}{500 \times 0.45}}$$

$$L_e = 5.48\text{m}$$

$$L_{\max} = 5.1\text{m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8.6\text{m}$$

Donc on peut considérer que le radier est rigide.

### VIII.5. Ferrailage du radier :

#### Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nues des appuis.

$L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x < L_y$

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

#### 1<sup>er</sup> cas :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$  : la dalle porte suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

Moment en travée

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 \dots\dots\dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0.75 \cdot M_0 \dots\dots\dots \text{Panneau intermédiaire}$$

Moment sur appuis

$$M_a = 0.4M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_a = 0.5M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires}$$

#### 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$

La dalle se calcul comme une poutre continue dans sens de la petite portée.

Dans notre cas :

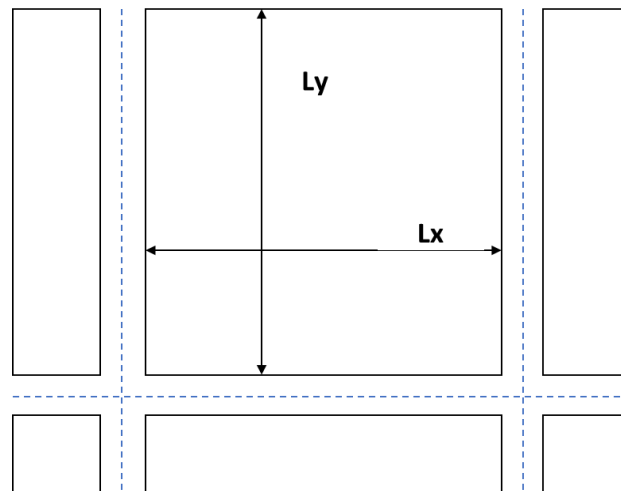


Figure VIII-2 :Schéma du panneau le plus sollicité

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.1}{5.1} = 1 \quad \rightarrow \quad \text{Le panneau de dalle porte dans les deux sens (X) et (Y)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2$$

$$M_{0x} = 0.0368 \times 113.65 \times 5.1^2 = 108.78 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0y} = 1 \times 108.78 = 108.78 \text{KN.m}$$

**En travée :**

**Sens x :**

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{0x} = 0.75 \times 108.78 = 81.58 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx} \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{81.58 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.058 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0.970$

$$A_t = \frac{M_{tx} \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{81.58 \times 10^3}{0.970 \times 31.5 \times 348} = 4.14 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5T14 = 7.7cm<sup>2</sup>

**Sens y :**

$$M_{ty} = 0.85 \cdot M_{0y} = 0.85 \times 108.78 = 92.46 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty} \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{92.46 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.016 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0.966$

$$A_t = \frac{M_{ty} \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{92.46 \times 10^3}{0.966 \times 31.5 \times 348} = 8.73 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6T14 = 9.24cm<sup>2</sup>

**Sur appuis Intermédiaires :**

$$M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 108.78 = 54.39 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{54.39 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.0386 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0.981$

$$A_a = \frac{M_{ax} \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54.39 \times 10^3}{0.981 \times 31.5 \times 348} = 5.05 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5T12 = 5.65cm<sup>2</sup>

**Sur appuis de Rive :**

$$M_a = 0.3M_{0x} = 0.3 \times 108.78 = 32.634 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32.634 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.023 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0.988$

$$A_a = \frac{M_{ax} \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32.634 \times 10^3}{0.981 \times 31.5 \times 348} = 3.01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4T12 = 4.52cm<sup>2</sup>

**Vérification de l'espacement :**

Dans le sens le plus sollicité :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \\ S_t \leq 33\text{cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Disposition du ferrailage :****Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $l_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct. on a :  
 $f_e = 400 \text{MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

**Cas des charges uniformes :**

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié. les aciers transversant le contour sont ancrés au délai de celui-ci.

**Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_s = \frac{\Phi_1}{4\tau_{su}} f_e$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{ij}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{MPa}$$

$$L_1 = \max(L_s; 0.2L_x)$$

$$L_1 = \max(42.25; 102) = 102\text{cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s; \frac{L_1}{2}\right) = \max(42.25; 51) = 52\text{cm}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion . la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à rasions d'un cas contraintes .les autres armatures sont arrêtées à une distance .

$$L_x/10=510/10=51\text{cm.}$$

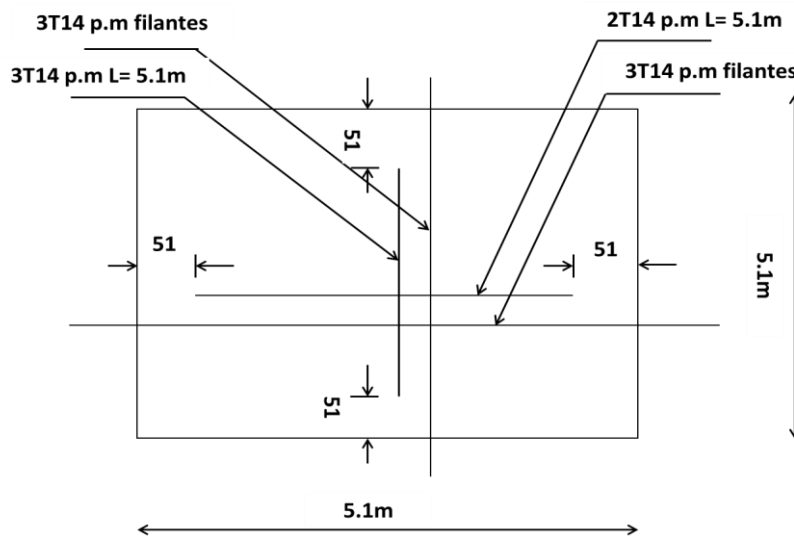


Figure VIII-3 : Disposition des Armatures(en travée)

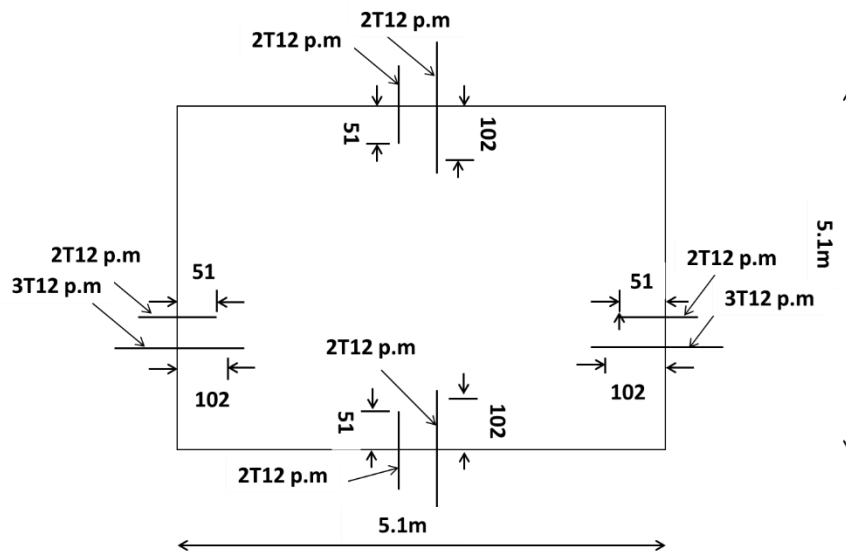


Figure VIII-4 : Disposition des Armatures(Sur appuis)

### VIII.7. Ferrailage de poutre de libage

Le rapport  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1$  donc  $l_x = l_y$

Sens longitudinal (X) :

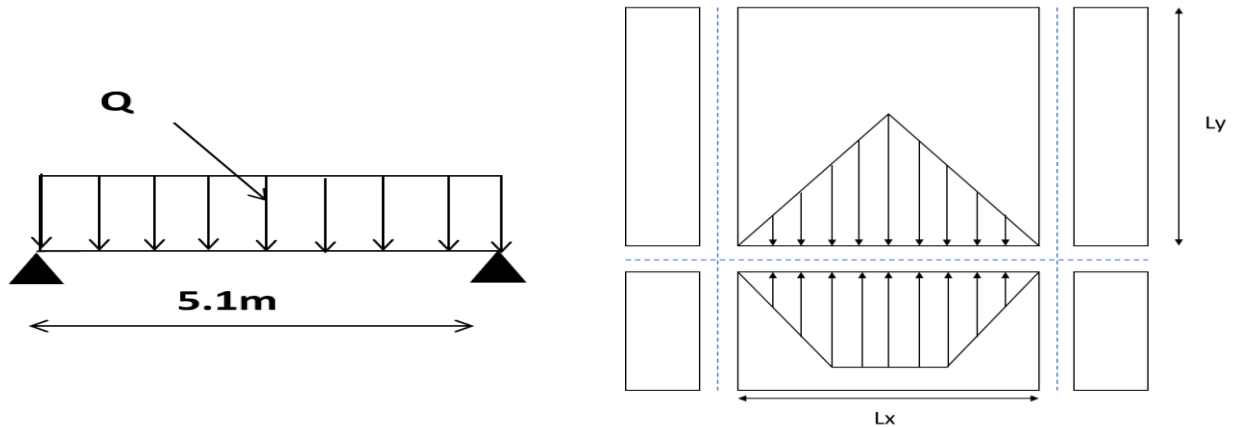


Figure VIII-5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes

Le rapport  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1$  donc  $l_x = l_y$

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

Calcul de Q' :

$$Q' = \frac{1}{3}QL_{x1} + \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{y1}^2}{3L_{x1}^2} \right) \cdot l_{y1} \right]$$

Avec :

$$L_{x1} = 5.1 \text{ m}$$

$$l_{y1} = 4 \text{ m}$$

Donc :

$$Q' = \frac{1}{3} \times 113.65 \times 5.1 + \frac{113.65}{2} \times \left[ \left( 1 - \frac{4^2}{3 \times 5.1^2} \right) \times 4 \right]$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot l^2}{8} = \frac{373.2 \times 5.1^2}{8} = 1213.38 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \times 1213.38 = 1031.3 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1031.3 \times 10^3}{45 \times 67.5^2 \times 14.17} = 0.067 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0.770$

$$A_t = \frac{M_{tx} \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1031.3 \times 10^3}{0.770 \times 67.5 \times 348} = 57.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{er} \text{ lit: } 4T25 \\ 2^{ème} \text{ lit: } 4T25 \\ 3^{ème} \text{ lit: } 4T25 \end{cases}$

**Sur appuis :**

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 1213.38 = 485.35 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{485.35 \times 10^3}{45 \times 67.5^2 \times 14.17} = 0.1682 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0.992$

$$A_a = \frac{M_{ax} \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{485.35 \times 10^3}{0.992 \times 67.5 \times 348} = 20.8 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{er} \text{ lit: } 4T20 \\ 2^{ème} \text{ lit: } 4T16 \\ 3^{ème} \text{ lit: } 4T14 \end{cases}$

**Sens transversal (Y) :**

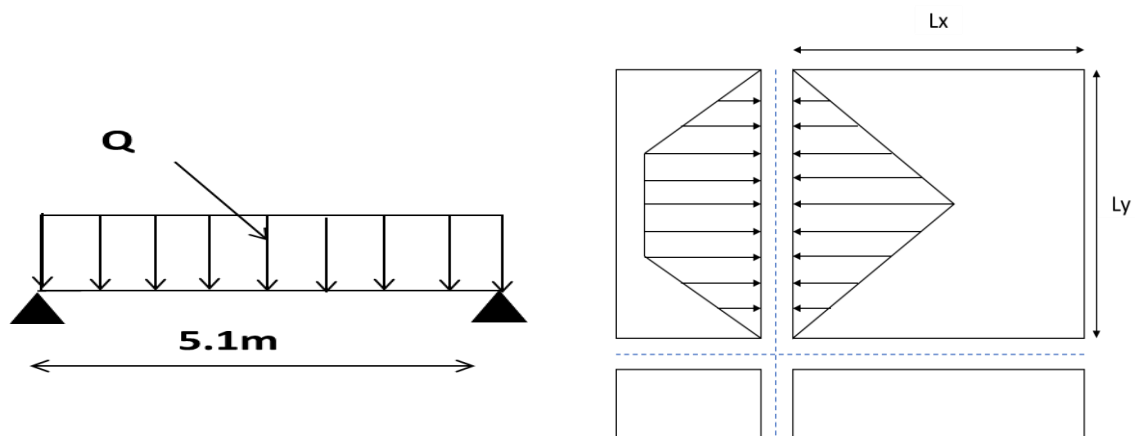


Figure VIII-6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

**Calcul de Q' :**

$$Q' = \frac{1}{3} Q L_{x1} + \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{y1}^2}{3L_{x1}^2} \right) \cdot l_{y1} \right]$$

$$Q' = \frac{1}{3} \times 113.65 \times 5.1 + \frac{113.65}{2} \times \left[ \left( 1 - \frac{3.34^2}{3 \times 5.1^2} \right) \times 3.34 \right]$$

$$Q' = 355.87 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot l^2}{8} = \frac{355.87 \times 5.1^2}{8} = 1157.02 \text{KN.m}$$

**Calcul de ferrailage :****En travée :**

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \times 1157.02 = 983.46 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{983.46 \times 10^3}{45 \times 67.5^2 \times 14.17} = 0.33 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0.983$

$$A_t = \frac{M_t \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{983.46 \times 10^3}{0.983 \times 67.5 \times 348} = 42 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{er} \text{ lit: } 4T25 \\ 2^{ème} \text{ lit: } 4T20 \\ 3^{ème} \text{ lit: } 4T20 \end{cases}$

**Sur appuis :**

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 1157.02 = 462.88 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a \times 10^3}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{462.88 \times 10^3}{45 \times 67.5^2 \times 14.17} = 0.16 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

On prend :  $\beta = 0.992$

$$A_a = \frac{M_a \times 10^3}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{462.88 \times 10^3}{0.992 \times 67.5 \times 348} = 19.86 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{er} \text{ lit: } 4T20 \\ 2^{ème} \text{ lit: } 4T16 \\ 3^{ème} \text{ lit: } 4T14 \end{cases}$

**Vérification :****Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{113.65 \times 5.1}{2} = 289.8 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{289.8 \times 10^3}{450 \times 675} = 0.95 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.95 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa}$$

Condition Vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**Détermination du diamètre des armatures transversale**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b}{10} \right\} = \min \{21.4; 14; 45\} = 14 \text{mm}$$

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

**Espacement :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1\right) = \min(18.75; 16.8) = 16.8\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

Zone nodale :  $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante :  $S_t = 15\text{cm}$

Donc on utilise des armatures. Fe235. soit  $4T10 = 3.14\text{cm}^2$

**Vérification de la section des armatures minimales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \Rightarrow 1.09 \geq 0.4\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

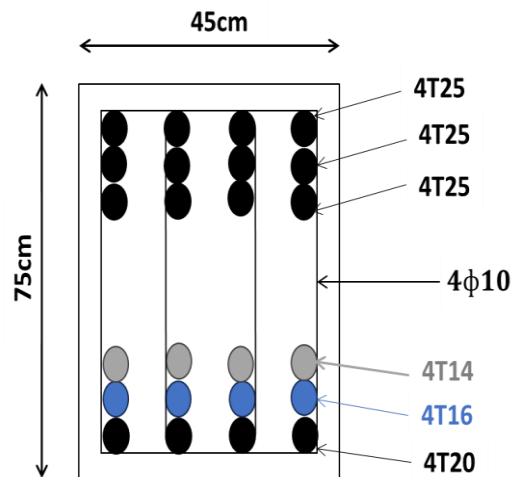
**Disposition de ferrailage :**

Figure VIII-7 : Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

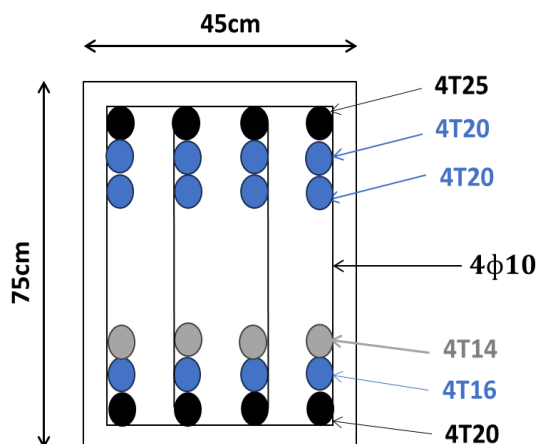


Figure VIII-8 : Ferrailage de la poutre de libage (sens transversale)

### **Conclusion générale :**

Ce projet de fin d'études a constitué une étape déterminante dans notre parcours académique. nous offrant l'opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation. Il nous a permis d'aborder une étude de cas concrètes. allant de la lecture des plans architecturaux à la modélisation dynamique de la structure. en passant par le dimensionnement parasismique selon les normes RPA 99/2003.

L'analyse approfondie de la structure s'est avérée essentielle pour concevoir une solution efficace face aux sollicitations verticale s et horizontales. tout en optimisant les coûts. Nous avons compris que la simple présence de voiles en béton armé ne garantit pas une bonne résistance aux séismes ; leur disposition stratégique et leur interaction avec les portiques sont cruciales pour assurer la stabilité de l'ensemble.

Ce travail nous a également permis de maîtriser des outils informatiques. tels que les logiciels de calcul et de modélisation. qui facilitent le dimensionnement des structures complexes et l'analyse. Cependant. cette maîtrise nécessite une solide compréhension des principes fondamentaux du génie civil. soulignant l'importance d'une formation théorique rigoureuse.

En somme. ce projet a enrichi notre expérience et renforcé notre capacité à dimensionner des structures sûres. efficaces et conformes aux exigences réglementaires. tout en intégrant les contraintes architecturales et les spécificités du site.

## **Bibliographie**

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003)
- ❖ DTU BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).
- ❖ M.BELAZOUGUI. "Calcul des ouvrages en béton armé". O.P.U. Algérie. 1986.
- ❖ D.T.U. "Charges permanentes et sur charges d'exploitations" O.P.U.1989.
- ❖ Mémoire de fin d'étude. Tiaret :Université ibn Khaldoun Tiaret .

## **Logiciels :**

- ❖ Logiciel d'analyse des structures (ETABS V9.6).
- ❖ Autodesk AutoCAD 2010
- ❖ SOCOTEC
- ❖ RDM.6
- ❖ EXCEL
- ❖ WORD
- ❖ POWER POINT