

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie Civil

Spécialité : Structures

intitulé

étude et dimensionnement d'un bâtiment multi-étage en béton armé (R+5) avec comparaison entre deux variantes de matériaux (béton léger et béton ordinaire)

Préparé par :

*Sakrane lakhdar

*Hammachi samir

Encadreur :

Dr : chalane mourad

Dr : daghfel moussa

Année Universitaire 2024/2025

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé dans le cadre de préparation de mémoire pour l'obtention du diplôme master d'état en génie civil option structure. Il n'aurait pas pu voir le jour sans le soutien de nombreuses personnes que nous a remercié.

Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

*Nous tenons aussi à remercier notre encadreur Mr: **CHALANE MOURAD** et co-encadreur Dr. **DEGHFEL MOUSSA** pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.*

Nous remercions sincèrement tous ceux qui ont bien voulu prendre part à notre jury.

Nos remerciements vont également:

A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin

SOMMAIRE

Introduction générale	
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux	
1. Introduction	1
2. Implantation et présentation de l'ouvrage	1
3. Données géotechniques du site	1
4. Caractéristiques géométriques	1
5. Les plans architecture de projet	2
5.1. Ossature de l'ouvrage	4
5.2. Plancher	5
5.3 Escaliers	5
5.4 Maçonnerie	5
5.5 Revêtement	5
5.6 Acrotère	6
6. Caractéristiques des matériaux	6
6.1. Béton	6
6.1.1. Les constituant du béton	6
6.1.2. Dosages	7
6.1.3. Résistance	7
6.1.4. Module de déformation longitudinale	7
6.1.5. Coefficient de poisson	8
6.1.6. Contrainte ultime de cisaillement du béton	8
6.1.7. La contrainte de compression à l'ELU	8
6.1.8. La contrainte de compression à l'ELS	10
7. Béton léger	10
7.1. Classification du béton léger	11
8. L'acier	12
8.1. Définition	12
8.2. Caractéristiques des aciers utilisés	12
8.3. Contraintes limites des aciers	12
9. Les hypothèses de calcul	13
Chapitre 2 : Pré-dimensionnement et descente des charges	
1. Introduction	14

2. Evaluation des charges et surcharges	14
3. Pré-dimensionnement	17
3.1. Plancher	17
3.1.1. Plancher à corps creux	17
3.1.2. Plancher à dalle pleine	18
3.2. Poutres	19
3.3. Poutrelles	20
3.4. Les escaliers	20
3.5. Les poteaux	22
Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires	
1. Introduction	27
2. Calcul des plancher	27
2.1. Plancher corps creux	27
2.1.1. Poutrelles	27
2.1.1.1. Différents types de poutrelles	27
2.1.1.2. Evaluation des charges	28
2.1.1.3. Calcul des sollicitations des poutrelles	28
2.1.1.4. Calcul des moments A l'ELU	28
2.1.1.5. Calcul des moments A l'ELS	30
2.1.1.6. Ferrailage des poutrelles	32
2.1.1.7. Vérification à nécessaire	34
2.1.2 Ferrailage de la dalle de compression	35
3. Etude de l'acrotère	35
4. Etude de balcon	38
5. Etude des escaliers	41
6. Etude de poutre palière	47
Chapitre 4 : Etude sismique	
1. Objectifs de l'étude sismique	50
2. Choix de la méthode de calcul	50
2.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	50
2.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique	51
3. Méthode Statique Equivalente	51
3.1. Principe de la méthode	51
3.2. Modélisation de la structure	51

3.3.Calcul de la force sismique totale	52
4.La Méthode Dynamique Spectrale	56
4.1.Principe de la méthode	56
4.2. Condition d'application	56
4.3. Modélisation de la structure	56
4.4. vérifications réglementaires	57
Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux	
1. Introduction	64
2. Ferrailage des poteaux	64
2.1. Recommandations	65
2.2. Calcul du ferrailage des poteaux	66
2.3.Schéma de ferrailage des poteaux	67
3. Ferrailage des poutres	68
3.1. Recommandation du RPA99 version 2003	68
3.2. L'étude des Poutres principales	69
4.3. L'étude des Poutres secondaires	72
4. Ferrailage des voiles	75
4.1. Recommandation	76
4.2. Sollicitations maximales dans le voile	77
4. 3. Calcul du ferrailage et de vérifications	77
4.4. Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage vertical	79
Chapitre 6 : Etude des fondations	
1. Introduction	80
2. Combinaisons de calcul	80
3. Reconnaissance du sol	80
4. Choix du type des fondations	80
4.1.1. Vérification des semelles filante	81
4.1.2. étude du semelle filante sous voiles et poteaux sens Y-Y	81
4.1.3. étude du semelle filante sous voiles et poteaux sens X-X	84
4.1.5. Schéma de ferrailage des semelles filantes	86
4.2. les semelles isolés	88
4.2.1. Schéma de ferrailage des semelles isolés	89
5. La longrine	90
5.1. Dimensionnement de la longrine	90

5.2. Ferrailage de la longrine	90
5.3. Schéma de ferrailage de longrine	91
Chapitre 7 : comparaisons entre la variante	
1. Introduction	92
2.comparaison entre les deux variantes	92
2.1. Période fondamentale	92
2.2. Vérification art 4.3.4 RPA 2003	94
2.3 Justification vis-à-vis des déformations	96
2.4. Justification vis à vis de l'effet ΔP	97
2.5 .Vérification au renversement	99
Conclusion générale	
Bibliographie	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux		
Tableau 1.1	La formule pour un mètre cube de béton	06
Tableau 1.2	Classification des bétons légers selon le guide ACI213R-87[5]	11
Tableau 1.3	Caractéristiques des aciers	12
Chapitre 2 : Pré-dimensionnement et descente des charges		
Tableau 2.1	charge à la terrasse due aux plancher à corps creux	14
Tableau 2.2	Charge due aux planchers à corps creux d'étage courant	15
Tableau 2.3	Charge due aux balcons à dalle pleine	16
Tableau 2.4	Charge du palier	16
Tableau 2.5	Charge du paillasse	16
Tableau 2.6	Charge permanente du mur extérieur	17
Tableau 2.7	Charge permanente du mur intérieur	17
Tableau 2.8	Coefficients de dégression de surcharge	24
Tableau 2.9	Récapitulatif des sections des poteau P	25
Tableau 2.10	Récapitulatif des sections des poteau P	26
Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires		
Tableau 3.1	Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles	28
Tableau 3.2	Evaluation des charges des planchers	28
Tableau 3.3	Longueur fictive	28
Tableau 3.4	Moment sur appui étage courant a ELU	28
Tableau 3.5	Effort tranche étage courant a ELU	29
Tableau 3.6	Moment sur travée étage courant a ELU	29
Tableau 3.7	Récapitulatif des résultats étage courant a ELU	29
Tableau 3.8	Moment sur appui étage courant a ELS	30
Tableau 3.9	Moment sur travée étage courant a ELS	30
Tableau 3.10	Moment sur appui étage courant a ELS	31
Tableau 3.11	Récapitulatif des résultats étage courant a ELS	31
Tableau 3.12	Récapitulatif des résultats terrasse a ELU	31
Tableau 3.13	Récapitulatif des résultats terrasse a ELS	31
Tableau 3.14	les sollicitations Poutrelle étage courant + Plancher terrasse	32
Tableau 3.15	Chois de ferrailage	34
Tableau 3.16	calcul de ferrailage de l'acrotère	37

Tableau 3.17	section d'armatures de balcon	40
Tableau 3.18	section d'armatures d'escalier	46
Tableau 3.19	Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple	47
Tableau 3.20	Vérification des contraintes de compression dans le béton	48
Chapitre 4 : Etude sismique		
Tableau 4.1	coefficient d'accélération A	52
Tableau 4.2	Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)	55
Tableau 4.3	Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage	55
Tableau 4.4	les modes CQC	57
Tableau 4.5	les modes CQC	58
Tableau 4.6	Les périodes et Les facteurs de participation massique	58
Tableau 4.7	Déplacement relatif X	59
Tableau 4.8	Déplacement relatif Y	59
Tableau 4.9	l'effet P Δ /Vérifiée selon X	60
Tableau 4.10	l'effet P Δ /Vérifiée selon Y	61
Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux		
Tableau 5.1	Les sollicitations sur le poteau 30×40	66
Tableau 5.2	Ferraillages des poutres principales	70
Tableau 5.3	Ferraillages des poutres secondaires	73
Tableau 5.4	les sollicitations des voiles	77
Tableau 5.5	ferraillage des voiles	79
Chapitre 6 : Etude des fondations		
Tableau 6.1	Calcul de ferraillage longitudinal de la poutre de libage pour semelle filante Sens YY	83
Tableau 6.2	Calcul de ferraillage longitudinal de la poutre de libage pour semelle filante Sens XX	86
Chapitre 7 : comparaisons entre la variante		
Tableau 7.1	Les périodes et Les facteurs de participation massique - béton léger	93
Tableau 7.2	les modes CQC - Béton léger ⁹	95
Tableau 7.3	les modes CQC - Béton léger ⁹	95
Tableau 7.4	comparatif entre béton ordinaire et léger	95
Tableau 7.5	Déplacement relatif X - Béton léger	97
Tableau 7.6	Déplacement relatif Y - Béton léger	97
Tableau 7.7	l'effet P Δ /Vérifiée selon X- Béton léger	98
Tableau 7.8	l'effet P Δ /Vérifiée selon y -Béton léger	99

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux		
Figure 1.1	Diagramme des contraintes déformations du béton	09
Figure 1.2	Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	10
Figure 1.3	Courbes contrainte/ déformation de bétons légers confectionnés avec de l'argile expansée	11
Figure 1.4	Diagramme des Contrainte – déformation pour les aciers	13
Chapitre 2 : Pré-dimensionnement et descente des charges		
Figure 2.1	disposition des matériaux pour plancher à corps creux de la terrasse	14
Figure 2.2	Dimension de l'acrotère	15
Figure 2.3	Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux	15
Figure 2.4	Plancher à corps creux	18
Figure 2.5	Dimension des poutres principales	19
Figure 2.6	Dimension des poutres secondaires	20
Figure 2.7	Poutrelle	20
Figure 2.8	Composantes d'un escalier	21
Figure 2.9	chemin de décente de charge de poteau P	22
Figure 2.10	chemin de décente de charge de poteau P	23
Figure 2.11	chemin de décente de charge de poteau P	24
Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires		
Figure 3.1	Section d'une poutrelle	27
Figure 3.2	Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant	34
Figure 3.3	ferrailage de la dalle de compression	35
Figure 3.4	Schéma de l'acrotère	35
Figure 3.5	Schéma de ferrailage de l'acrotère	38
Figure 3.6	Schéma statique du balcon	38
Figure 3.7	Schéma de ferrailage de balcon	41
Figure 3.8	Schéma de l'escalier à 2 volées	41
Figure 3.9	Schéma statique de l'escalier a ELU	41
Figure 3.10	Schéma statique de l'escalier à ELS	43
Figure 3.11	Schéma de ferrailage pour L'escaliers	46
Figure 3.12	Schéma de ferrailage de la poutre palière	49
Chapitre 4 : Etude sismique		
Figure 4.1	Distribution de l'efflores normal sur les voiles et les poteaux	53

Figure 4.2	Vue de la structure modélisée	56
Figure 4.3	Vue de la disposition des voiles	57
Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux		
Figure 5.1	Coupe de ferrailage des poteaux	67
Figure 5.2	moments max a ELU des poutres principales	69
Figure 5.3	moments max a ELS des poutres principales	69
Figure 5.4	moments max a ACC des poutres principales	70
Figure 5.5	moments max a ELU des poutres secondaires	72
Figure 5.6	moments max a ELS des poutres secondaires	72
Figure 5.7	moments max a ACC des poutres secondaires	73
Figure 5.8	Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée	74
Figure 5.9	Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travée	75
Figure 5.10	schéma de ferrailage de voile	79
Chapitre 6 : Etude des fondations		
Figure 6.1	Schéma de ferrailage des semelles filantes appui Y-Y	86
Figure 6.2	Schéma de ferrailage des semelles filantes travier Y-Y	87
Figure 6.3	Schéma de ferrailage des semelles filantes appui X-X	87
Figure 6.4	Schéma de ferrailage des semelles filantes appui X-X	88
Figure 6.5	Schéma de ferrailage des semelles isolent	89
Figure 6.6	Disposition des armatures de longrine	91

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

A	coefficient d'accélération de zone
Aa	section d'armature en appui
D	section d'armature longitudinale
Cr	section d'armature minimale déterminée par les règlements
Cs	section d'armature de répartition
Cp	section d'armature d'état limite de service
Br	section d'armature de travée ou transversale
A2	section d'armature d'état limite ultime de résistance
A1	section d'armature du sens x-x
A'	section d'armature du sens y-y
Ax	section d'armature comprimée
Ay	section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
Au	section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
At	section réduite du béton
Aser	facteur de force horizontale
Ar	coefficient de sécurité
Amin	charge de rupture
Al	coefficient d'amplification dynamique
Mc	module de déformation longitudinale
Ma	module de déformation longitudinale instantanée
M	module de déformation longitudinale différée
Lp	action permanente
Ln	hauteur
Le	armature à haute adhérence
L	moment d'inertie
If	moment d'inertie fictif
I	longueur
HA	longueur en élévation
H	entre axe des nervures
G	longueur en plan
Eiv	moment fléchissant
Eij	moment fléchissant en appui
E	moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
M1	moment fléchissant de la droite
My	masse du câble ; moment au centre de la section
Mx	moment fléchissant totale
Mw	moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
Mu	moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
Mt	masse linéaire
Mser	moment fléchissant d'état limite de service
Ml	moment fléchissant de travée
Mj	moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
Mg	moment fléchissant de la gauche
Mf	moment fléchissant du sens x-x
Me	moment fléchissant du sens y-y M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
Md	moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
Wp	coefficient de Pigeaud M_{22} : moment suivant le sens 2-2
W	effort normal
Vt	effort normal au centre de la section
V	effort normal dû au poids des poutres principales
Uc	effort normal dû au poids des poutres secondaires
Ty	effort normal d'état limite de service
Tx	effort normal d'état limite ultime de résistance
T	poids propre ; périmètre

Sr	poids propre du radier
S	action variable quelconque ; facteur de qualité
R	rayon ; coefficient de comportement de la structure
Q	surface
Pr	surface du radier
P	effort tranchant
Nu	période fondamentale dans le sens x-x
Nser	période fondamentale dans le sens y-y
Nps	périmètre du contour
Npp	action sismique ; effort horizontal
Ne	effort sismique à la base de la structure
N	poids total de la structure
M2	poids de l'élément en considération.
l	longueur ; distance ; dimension
j	largeur
i	largeur de la nervure
h1	largeur de poteau
h'	enrobage
ht	hauteur utile ;
hmoy	excentricité ; espacement
he	excentricité additionnelle
hd	flèche
hc	contrainte caractéristique du béton à la compression
h	limite élastique d'acier
g	contrainte caractéristique du béton à la traction
ft	giron de la marche
fe	hauteur
fc	hauteur du corps creux
f	hauteur de la dalle
ea	hauteur libre
e	hauteur moyenne
d	hauteur totale
c	hauteur de la zone nodale
b1	hauteur du poteau
b0	rayon de giration
b	nombre des jours
a	longueur ; distance
y	longueur de flambement
x	la petite dimension du panneau de la dalle
t	la grande dimension du panneau de la dalle
s	longueur de la zone nodale
qP	longueur libre
qu	charge linéaire induite par les marches
qser	charge linéaire équivalente
ql	charge linéaire
qe	charge linéaire d'état limite de service
qb	charge linéaire d'état limite ultime de résistance
l0	charge linéaire du palier
l'	espacement
ly	espacement ; période
lx	abscisse
lf	ordonnée
μ	ordonnée du centre de gravité de la section homogène
v	Angle, coefficient sans dimension
ρ	Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
σ	Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
τ	Coefficient de réponse

ψ	Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
ξ	Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
δ	Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
Σ	Moment réduit
ϕ	Coefficient de poisson
λ	Rapport de deux dimensions
θ	contrainte de béton ou d'acier
η	Contrainte tangentielle ou de cisaillement
ε	Coefficient de pondération
β	Pourcentage d'amortissement critique
γ	Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
α	Sommation
y_1	Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Résumé :

Ce projet présente une étude et dimensionnement d'un bâtiment multi-étage (R+5) en béton armé avec comparaison entre deux variantes de matériaux (béton léger et béton ordinaire)

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA 93 ,BEAL91) cette étude se compose de quatre parties :

La première concerne la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment ; ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin une évaluation des charges

La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers et les dalles pleines)

La troisième partie traite l'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique).

La quatrième partie concerne le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) et les fondations.

La dernière partie sera pour la comparaison entre les variantes.

Mots clés: Bâtiment, Béton Armé, ROBOT, RPA99V2003, BEAL91 , CBA93

Abstract:

This project presents a study and design of a five-story reinforced concrete building, comparing two material variants (lightweight concrete and ordinary concrete).

Using the new reinforced concrete design and verification regulations (RPA99V2003 and CBA 93, BEAL91), this study consists of four parts:

The first part provides a general description of the project, presenting the building's elements; then the pre-design of the structure; and finally, a load assessment.

The second part involves the study of secondary elements (the parapet, stairs, floors, and solid slabs).

The third part covers the dynamic study of the structure, performed using the ROBOT calculation software, to determine the various loads (permanent, operational, and seismic loads).

The fourth part involves the reinforcement calculation of the various structural elements (columns, beams, walls) and the foundations.

The final part will provide a comparison between the variants.

Keywords: Building, Reinforced Concrete, ROBOT, RPA99V2003, BEAL91, CBA93

المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة وتصميمًا لمبنى من الخرسانة المسلحة بخمسة طوابق، بمقارنة نوعين مختلفين من المواد (الخرسانة الخفيفة والخرسانة العادية).

باستخدام لوائح تصميم وتحقق الخرسانة المسلحة (BEAL91، CBA 93، RPA99V2003)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء: يقدم الجزء الأول وصفًا عامًا للمشروع، ويعرض عناصر المبنى؛ ثم التصميم الأولي للهيكل؛ وأخيرًا، تقييم الأحمال.

يتناول الجزء الثاني دراسة العناصر الثانوية (السلام، والأرضيات، والبلاطات الصلبة).

يغطي الجزء الثالث الدراسة الديناميكية للهيكل، باستخدام برنامج ROBOT للحسابات، لتحديد الأحمال المختلفة (الأحمال الدائمة والتشغيلية، والزلزالية).

يتناول الجزء الرابع حساب تسليح العناصر الإنشائية المختلفة (الأعمدة، والعوارض، والجدران) والأساسات.

يقدم الجزء الأخير مقارنة بين النوعين.

الكلمات المفتاحية: بناء، خرسانة مسلحة، ROBOT، BEAL91، CBA93، RPA99V2003

Introduction

Introduction générale

Le présente ouvrage de fin d'étude ses tune des récompenses de la formation d'ingénieur, qui nous a permis de mettre en évidence l'ensemble des savoirs acquis au cours des cinq années d'études.

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème Relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité Imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier l'écoté Économique lier aux coûts des matériaux de construction , qui ont tendance à Augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité Terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour Subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous Forme des lois.

Notre projet porte sur une étude et dimensionnent d'un bâtiment multi –étage en béton armé avec comparaison entre deux variantes de matériaux(béton léger et béton ordinaire) (commerce ,habitations) Pour ce faire ,nous procéderons comme suit :

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la Définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la Structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non Structuraux du bâtiment.

La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux(l'acrotère, L'escalier, les poutrelles et la table de compression).

La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour Déterminer les charges sismiques(horizontales) et les caractéristiques 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 ROBOT.

La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).

La sixième étape sera le calcul des fondations (type; dimensions et Ferrailages).

La dernière étape port sur la comparaison entre les variantes. On achève ce travail par une conclusion .

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

1.Introduction :

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

2.Implantation et présentation de l'ouvrage:

Le terrain retenu pour recevoir le projet d'un bâtiment à usage multiple (commerces, habitation) au centre-ville D'el Eulma **POS Z18** wilaya de Sétif Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude et dimensionnent d'un bâtiment multi-étage en béton armé (R+5) avec comparaison entre deux variantes de matériaux (béton léger et béton ordinaire) à savoir :

- ✓ RDC à usage commercial.
- ✓ Du 1^{er} au 5^{ème} étage à usage d' habitation
- ✓ Une terrasse inaccessible.
- ✓ Le site est considéré comme meuble(S3).
- ✓ La zone sismique est classée comme sismicité moyen (zone IIa).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

3. Données géotechniques du site :

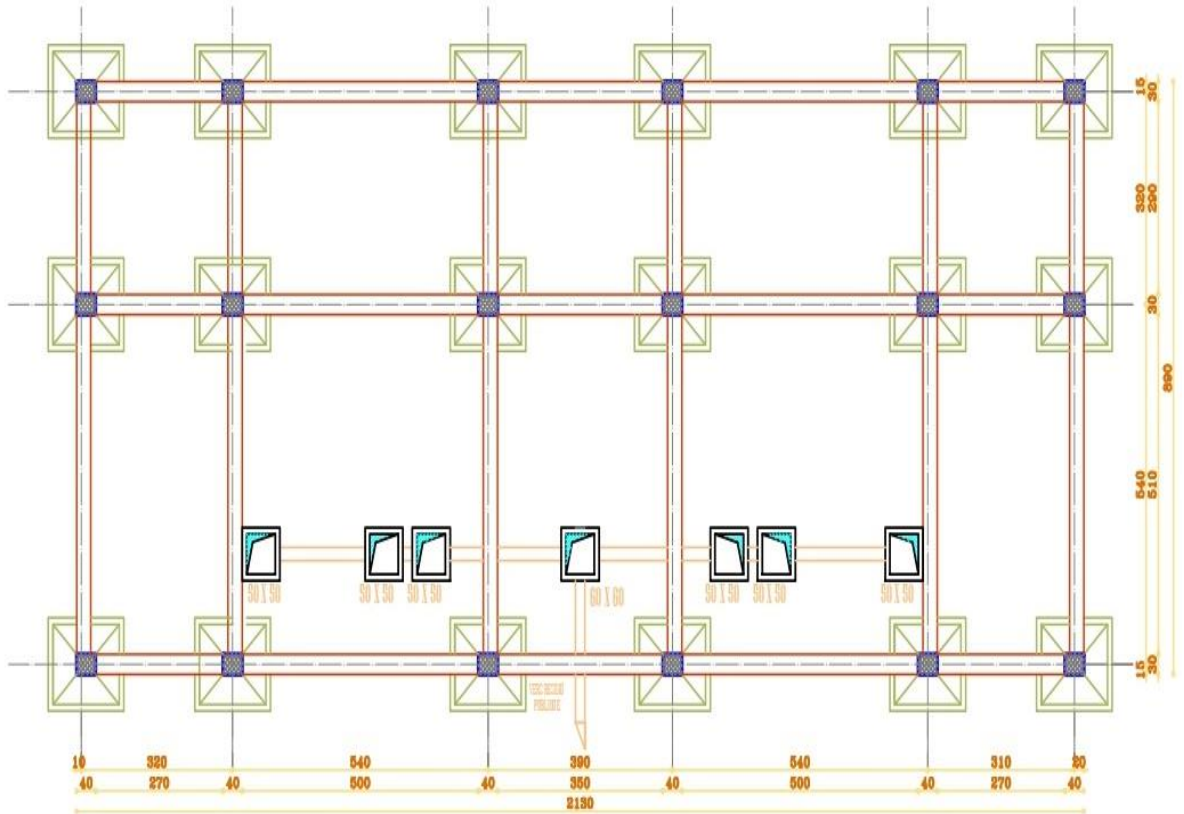
D'après la base des données géologiques, et les résultats d'investigations des géotechniques des Laboratoires proche de site, la capacité portante admissible du sol d'assise retenue est : $\sigma_{sol}=2 \text{ bar}$.

4. Caractéristiques géométriques:

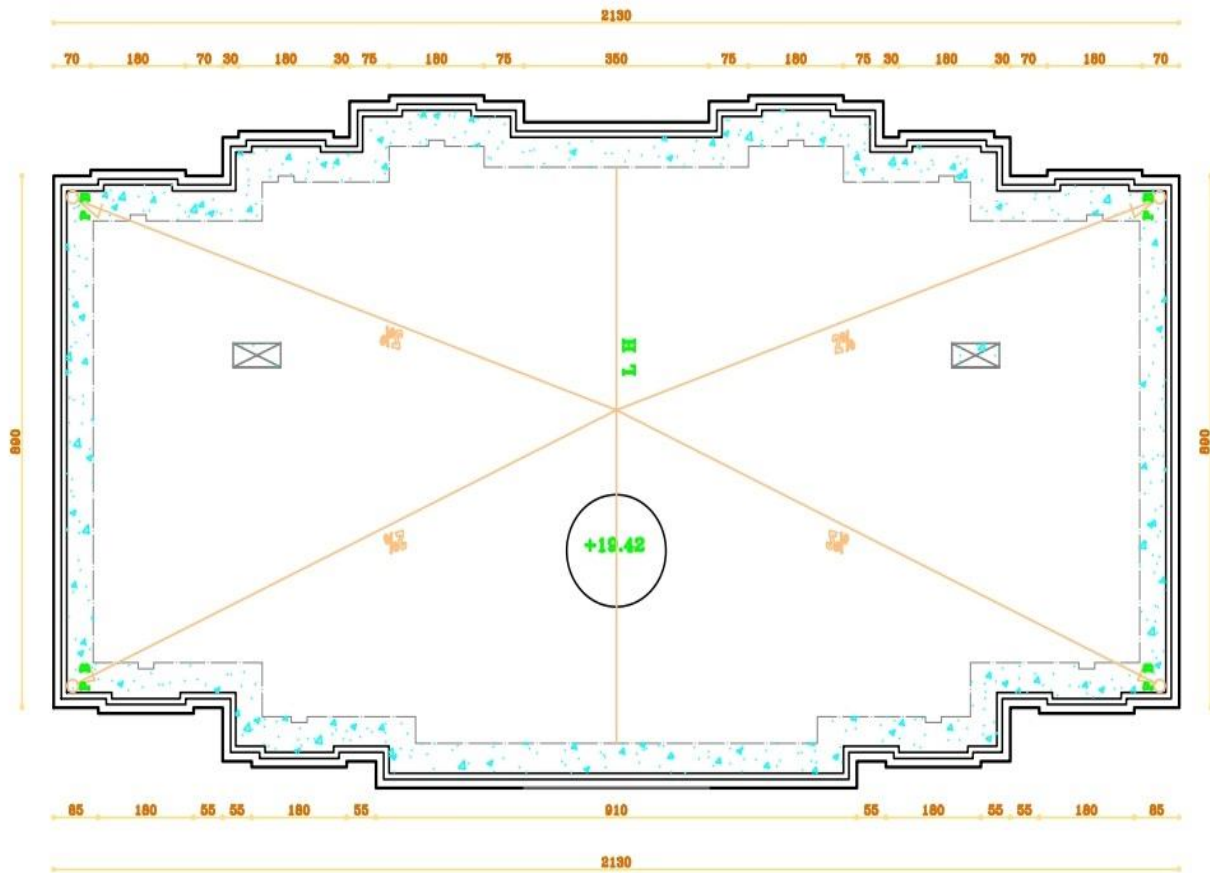
L'architecture à proposer les caractéristiques géométriques de l'ouvrage suivant :

- ✓ Longueur en plan -----8.90 m
- ✓ Largeur en plan -----21.30 m
- ✓ Hauteur totale (sans acrotère)----- 19.42m
- ✓ Hauteur d'étage courent-----3.06m
- ✓ Hauteur de RDC -----4.08 m

5. Les plans architecture de projet :



PLAN FONDATION
ECH : 1/100



PLAN TERRASSE
ECH : 1/100

5.1. Ossature de l'ouvrage:

C'est une ossature auto-stable réalisée avec système portique (poteau– poutre).

5.2. Plancher:

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux ,on distingue:

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

- **Planchers corps creux:**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ✓ Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- ✓ Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

- **Planchers dalle pleine:**

C'est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis.

5.3 Escaliers:

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaire.

5.4 Maçonnerie:

On distingue :

- ✓ Mur extérieur (double paroi).
- ✓ Mur intérieur (simple paroi).

- * **Murs extérieurs:**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

- * **Murs intérieurs:**

Ils sont réalisés en briques creuses de 15 cm d'épaisseur

5.5. Revêtement:

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers

5.6.Acrotère:

La terrasse étant inaccessible ,le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et de 10cm d'épaisseur.

6.Caractéristiques des matériaux:

6.1.Béton:

* Définition :

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau. La formule couramment utilisé pour un mètre cube de béton est la suivante :

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800l	400l	7sacs	180l
Poids(Kg)	1200	600	350	180

Tableau.1.1:La formule pour un mètre cube de béton

Il doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- * Sécurité de la structure.
- * Propriétés particulières(confort).
- * La durabilité et la résistance.
- * L'environnement (respect de l'écologie).

➤ **Les avantages du béton:**

- * La résistance à la compression.
- * Souplesse d'utilisation
- * Entretien facile.
- * Résistance au feu.
 - * Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

➤ **Les inconvénients du béton:**

- * Résistance très faible à la traction
- * Poids volumique élevé 2500kg / m³
- * Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

6.1.1Les constituant du béton:

➤ **Ciment:**

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ **Les granulats :**

Ces ont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exp: Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

6.1.2 .Dosages:

Plusieurs formulations de béton seront établies en amont, en fonction du besoin au niveau du chantier et également en fonction des matières premières existantes dans la région où l'ouvrage est implanté.

6.1.3. Résistance :

➤ **Résistance mécanique à la compression:**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulats de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa **RPA99 version 2003**

(Art 7.2.1.)

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes

$$f_{c28} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4.76+0.83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa} \dots\dots(1) \\ \frac{1}{1.40+0.95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \geq 40\text{MPa} \dots\dots(2) \end{array} \right.$$

CBA93 (Article A. 2.1. 11)

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation(1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ avec: $f_{c28} = 25\text{MPa}$

➤ **Résistance à la traction:**

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA93(Article A.1. 2.12)}$$

Pour notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

6.1.4 Module de déformation longitudinale:

➤ **Module de déformation instantanée:**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{CBA93(Article A.2.2.21)}$$

On a: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

➤ **Module de déformation différée :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée ,eta fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{CBA93(Article A.2.1.22)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

6.1.5 Coefficient de poisson:

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$\nu = 0.2 \rightarrow$ Pour le béton non fissuré(ELS) **CBA93(Article A.2.1.22)**

$\nu = 0 \rightarrow$ Pour le béton fissuré(ELU)

6.1.6 Contrainte ultime de cisaillement du béton:

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **CBA93 (Art A.5.2.11)** on a :

$\bar{\tau} = m_i(0.2 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) \dots \dots \dots$ Pour la fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = m_i(0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \dots \dots \dots$ Pour la fissuration préjudiciable.

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

Donc: $\bar{\tau}_v = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Fissuration peu nuisible

$\bar{\tau}_v = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Fissuration préjudiciable.

6.1.7 La contrainte de compression à l'ELU

$$C_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \dots \dots \dots \text{CBA93(Art A. 4.3. 41)}$$

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ Pour une situation accidentelle

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ Pour une situation courante

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions > 24 h

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions < 1h

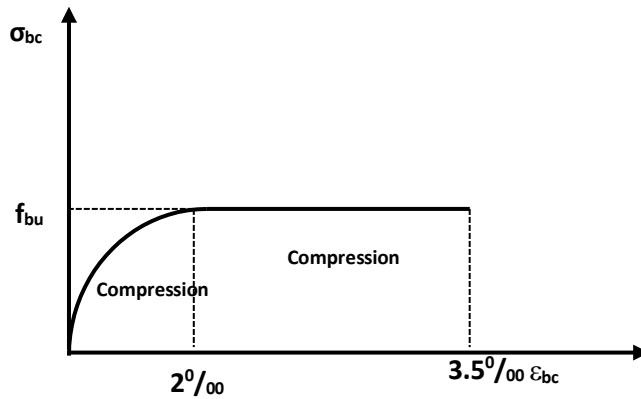


Figure 1.1: Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme **parabole rectangle (Figure 1.1)** est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composé

6.1.8. La contrainte de compression à l'ELS:

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA93(Art A.4.5.2).}$$

Avec dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

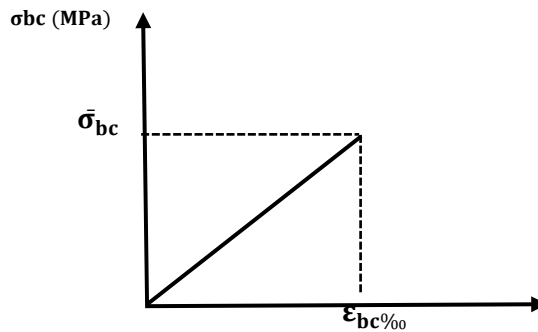


Figure1.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

7. Béton léger

Le béton est le terme générique désignant les matériaux de construction composites constitués de granulats (sable, pierre concassée) liés par un liant. Le béton léger est un type de béton spécial qui devrait trouver de nouvelles applications grâce à ses propriétés. Il diffère du béton normal en ce qu'il a une densité plus faible. La masse d'un béton de densité normale est comprise entre 2200 et 2600 kg/m³, tandis que celle d'un béton léger est comprise entre 1300 et 1850 kg/m³.

➤ Avantages de béton léger

Le béton léger offre plusieurs avantages notables. Premièrement, il réduit le poids propre des bâtiments, ce qui allège considérablement la taille et le poids des fondations nécessaires. Cette légèreté améliore également la productivité sur les chantiers de construction. Comme moins de béton est utilisé, il est possible d'économiser sur la quantité de ciment par rapport au béton normal. Deuxièmement, les éléments en béton léger présentent une excellente qualité de finition, principalement parce qu'ils sont fabriqués en usine dans des conditions contrôlées. De plus, leur poids réduit les rend faciles à manipuler et à déplacer. En fin, tout comme pour d'autres bétons légers, la conductivité thermique du béton léger varie en fonction de sa densité, augmentant linéairement avec sa teneur en eau.

➤ Inconvénients des bétons légers

Les inconvénients du béton léger, selon Neville, sont nombreux. Tout d'abord, le béton léger présente des résistances mécaniques inférieures à celles d'un béton ordinaire. De plus, son module élastique étant plus faible, sa résistance à la déformation, sa flèche et son point de rupture sont également plus faibles. En outre, l'utilisation de granulats légers (granulats expansés) entraîne un coût plus élevé, ce qui fait que le prix par mètre cube de béton léger est supérieur à celui des bétons ordinaires. Le béton léger est également un matériau fragile : sa courbe contrainte-dilatation ne comporte pas de plateau plastique comme l'acier, entraînant une rupture fragile dès que le point de rupture est atteint, ce qui est à éviter pour les structures de construction. Enfin, la mise en œuvre sur le chantier doit être plus délicate en raison de cette fragilité, surtout pour les pièces de grandes dimensions

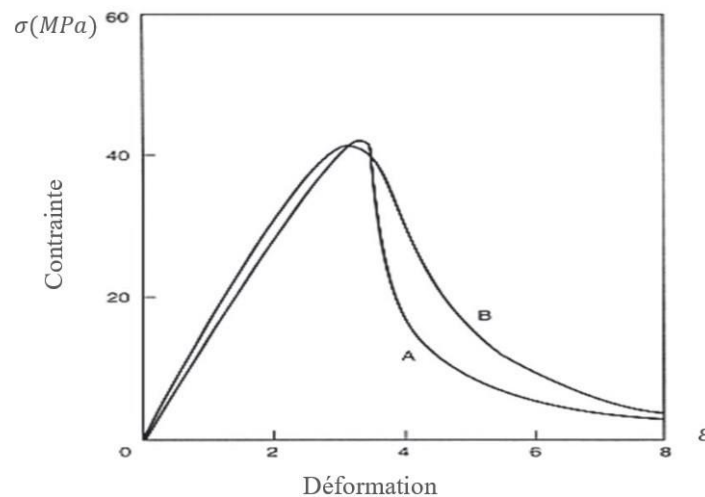


Figure 1.3: Courbes contrainte/ déformation de bétons légers confectionnés avec de l'argile expansée

7.1. Classification du béton léger

L'augmentation du volume d'air, ou des vides, s'accompagne d'une diminution de la résistance du matériau. Le guide ACI213R-87 distingue alors trois catégories de béton léger, classées selon la masse volumique du matériau durci

Classification	$\rho_b (Kg/m^3)$	$f_c (MPa)$
Béton légers de structure	1350 -1900	>17
Béton légers de résistance modérée	800 -1350	7 -17
Béton de faible densité	300 -800	<7

Tableau 1.2: Classification des bétons légers selon le guide ACI213R-87[5]

pour notre projet nous avons choisis d' utiliser un béton léger avec caractéristique suivantes :

- masse volumique : 1600kg/m³
- La résistance du béton à la compression $f_{c28} = 25\text{Mpa}$
- Le module d'élasticité $E = 17.50 \text{ Gpa}$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.17$
- Le module de cisaillement $G = 7.48 \text{ Gpa}$
- Poids spécifique $\gamma = 15.70\text{kn/m}^3$

➤ **8.L'acier:**

8.1.Définition:

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

8.2.Caractéristiques des aciers utilisés:

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture[%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $ \psi $ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TLE520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 %	1,3	1

Tableau1.3:Caractéristiques des aciers

Contraintes limites des aciers:

- **L'état limite ultime :**

$$s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tel que } \left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \dots\dots\dots \\ \gamma_s = 1. \dots\dots\dots \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Pour une situation durable.} \\ \text{Pour une situation accidentelle .} \end{array}$$

Avec : $f_c = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ En situation durable

$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ En situation accidentelle

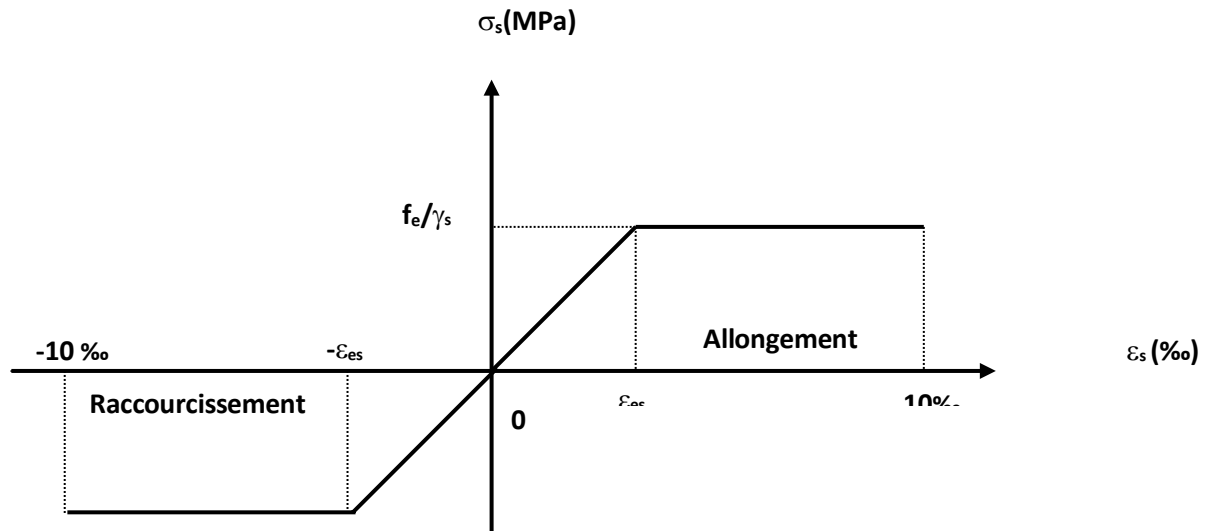


Figure 1.4: Diagramme des Contrainte – déformation pour les aciers.

• **L'état limite de service:**

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible: $\bar{\sigma}_s = \min[(2/3) \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$
- Fissuration très nuisible : $\sigma_s = \min[0.5 \times f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

Avec:

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à haut adhérence (HA)} \\ \delta_{st} = f_e / \gamma_s \end{cases}$$

9. Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont:

$$\bar{\sigma}_s = \min[(2/3) f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$$

* La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

* La résistance du béton à la traction est: $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

* Le module d'élasticité déduit de béton est: $E_{vj} = 10819 \text{ Mpa}$

* Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$

* Transversales: on a choisi le: « $f_e.E235$ » R.L

Pour les armatures de l'acier

- Longitudinales : on a choisi le: « $f_e.E400$ » H.A $f_e = 400 \text{ MPA}$.

Chapitre 2

Pré-dimensionnement et descente des charges

1.Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales:**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d’exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d’origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques .Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l’ossature est conforme aux règles BAEL91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

2.Evaluation des charges et surcharges:

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

- **Plancher terrasse inaccessible :**

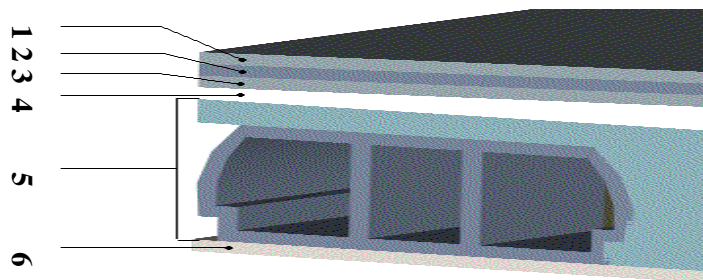


Figure2.1 : disposition des matériaux pour plancher à corps creux de la terrasse

Désignation	(Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux(16+5)	1400	0.21	280
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	633 kg/m²		
Q	100 kg/m²		

Tableau2.1 :charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

- **L'acrotère** :la charge permanent de l'acrotère est déterminer comme

suit : $S=0.069 \text{ m}^2$

$G=\rho \times S=0.069 \times 2500=172.50(\text{Kg/m}^3)$

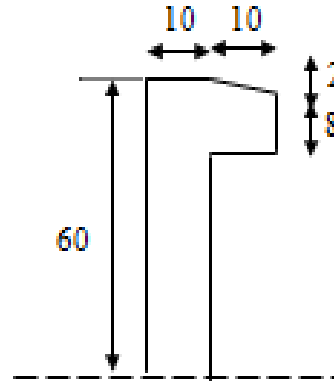


Figure2.2:les dimensions de l'acrotère

- **Plancher étage courant:(usage habitation)**

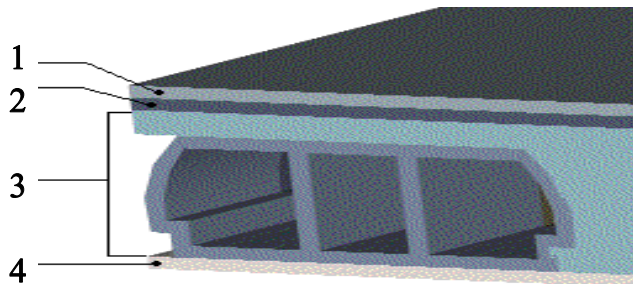


Figure2.3:Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux.

Désignation	(Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle en corps creux(16+5)	/	0.21	280
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons intérieures	1000	0.1	100
G	520 kg/m²		
Q	150 kg/m²		

Tableau2.2:Charge due aux planchers à corps creux d'étage courant.

*** Balcon:**

Désignation	(Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle pleine15 cm	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons+enduit de ciment	/	0.1	162
G	520 kg/m²		
Q	350 kg/m²		

Tableau 2.3 :Charge due aux balcons à dalle pleine

Escalier*a) Palier:**

Désignation	(Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle pleine15 cm	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	515 kg/m²		
Q	250 kg/m²		

Tableau2.4 : Charge du palier

b)Volée (paillasse):

Désignation	(Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)	
Carrelage	Horizontal	2200	0.01	22
	Vertical	2200	0.01	22
Mortier de pose	Horizontal	2000	0.01	20
	Vertical	2000	0.01	20
Lit de sable	1800	0.2	36	
Dalle pleine15 cm	2500	0.15/cos32.52	444	
Poids des marche	2200	0.17/2	187	
Enduit en plâtre	1000	0.02	20	
Garde de corp	/	/	100	
G	871 kg/m²			
Q	250 kg/m²			

Tableau2.5 : Charge du paillasse

- **Maçonnerie:**

- a) **Murs extérieurs:**

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison avec 30 % d'ouverture

Désignation	(Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuses	900	0.15	135
Brique creuses	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	273 kg/m ²		
30 % d'ouverture	191.1 kg/m ²		

Tableau 2.6: Charge permanente du mur extérieur

- a) **Murs intérieurs:**

Désignation	(Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuses	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	138 kg/m ²		

Tableau 2.7: Charge permanente du mur intérieur.

3. Pré-dimensionnement:

3.1. Plancher:

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

- ✓ Plancher à corps creux en partie courante.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

L'épaisseur des dalles dépend

3.1.1. Plancher à corps creux:

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur **ht** elle que

$$ht = hcc + hdc$$

Avec **hcc** et **hdc**: hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement. En

vérifiant la condition suivante d'après le **CBA93 Art (B.6.8.4.2.4)**.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

L max: Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

ht : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{5.00}{25} \leq ht \leq \frac{5.00}{20} \Rightarrow 0.20m \leq ht \leq 0.25m$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de **21cm**.

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm: hauteur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm: hauteur de dalle de compression} \end{array} \right.$

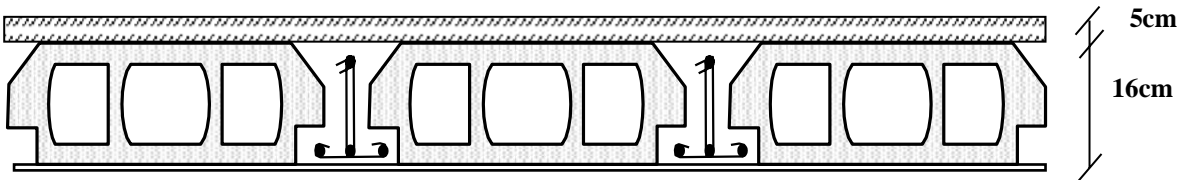


Figure 2.4: Plancher à corps creux

3.1.2. Les plancher à dalle pleine:

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance

- **Résistance au feu :**

- ✓ $e=7\text{cm}$ Pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e=11\text{cm}$ Pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e=17,5\text{cm}$ Pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : $e = 15\text{ cm}$.

- **Isolation phonique:**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à: 15 cm.

- **Résistance à la flexion:**

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis: $Lx/35 < e < Lx/30$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis: $Lx/50 < e < Lx/40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 5.00 \text{ m} = 500 \text{ cm.}$$

La dalle pleine: $500/35 < e < 500/30 \Rightarrow 14.28 < e < 16,66$
 $\Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$

D'après les conditions précédentes ,on optera une épaisseur **e=15cm** pour toutes les dalles pleines.

3.2. Poutres:

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- ✓ Les poutres principales: Reçoivent les charges transmises par les solives(poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- ✓ Les poutres secondaires: Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

avec

L:distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre

3. Poutres principales:

On a:

$$L = 5.40 \text{ m}$$

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10}$$

$$\Rightarrow 36 \leq h \leq 54$$

On prend :h = 50cm et b=30 cm

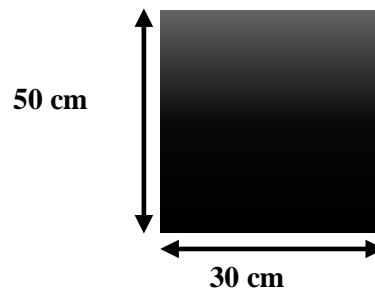


Figure2.5 :Dimension des poutres principales

On adopte une section rectangulaire(b×h) =(30×50) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003art (7.5.1)** qui sont les suivantes :

b=30cm ≥ 20cm ----- condition vérifiée.

h = 50cm ≥ 30cm ----- condition vérifiée

. h/b = 50/30 = 1.66 < 4 ----- condition vérifiée.

• Les poutres secondaires

On a:

$$L=5.40 \text{ m}$$

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10}$$

$$36 \leq h \leq 54$$

On prend: $h=40\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

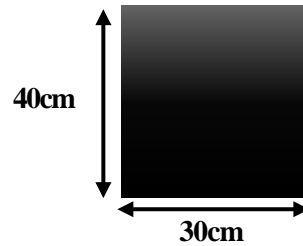


Figure 2.6 : Dimension des poutres secondaires.

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.3. Les poutrelles:

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à:

$$b = b_0 + 2b_1$$

$$b_1 = \min\{L_0/2, L/10\} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

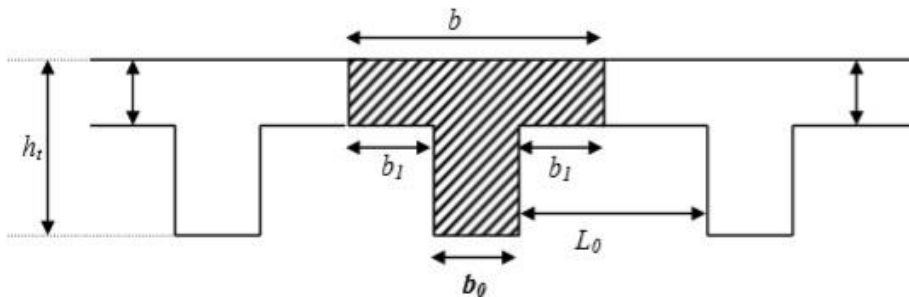


Figure 2.7. Poutrelle.

3.4. L'escalier : Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- 1 → palier.
- 2 → palliase.
- 3 → contre marche.
- 4 → giron.
- 5 → emmarchement.
- 6 → épaisseur

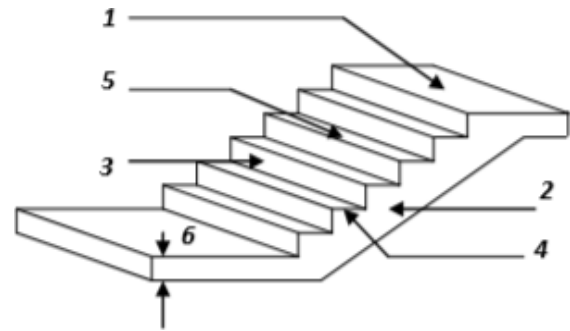


Figure 2.8. composantes d'un escalier

L'escalier de notre projet est de même type:
Deux volées et un palier intermédiaire.

Pour déterminer «geth» on utilise la relation de
BLONDEL qui est la suivante

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

***Nombre de contre marche :**

$$H = 3.06$$

On prend la hauteur de marche $h = 17$ cm.

$$25 \leq g \leq 32$$

On prend : $g = 30$ cm.

$$N_1 = H_0 / h = 3.06 / 0.17 = 18 \text{ Contre marches (pour les deux volées).}$$

⇒ Donc: 9 contre marches par volée

***Nombre de marche :**

$$N_1 - 1 = 8 \text{ Marches par volée.}$$

***Longueur de ligne de foulée :**

$$L = (n - 1) \times g$$

$$L_2 = (9 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L_2 = 2.40 \text{ m}$$

***L'inclinaison de la paillasse:**

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \alpha = 32.21^\circ$$

*** Longueur de la paillasse :**

$$l_p = \frac{1.53}{\sin \alpha} = 2.87 \text{ m}$$

- **Epaisseur de palier**

$$\frac{240}{20} < e_2 < \frac{240}{15}$$

$$\Rightarrow 12 \leq e_2 \leq 16$$

On prend : $e_2 = 15$ cm

- **Epaisseur de poutre :**

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

3.5. Les poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'EL Sen compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G+Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par: $A_p = N_s / \sigma_{bc}$ avec:

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{t28} = 15\text{MPa}$$

N_s : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge. Notre Pré dimensionnement va s'appliquer sur le poteau qui supporte plus de charges réparties sur une surface

* Poteaux P :

$$S = (1.95 + 2.70) \times (2.70 + 1.60)$$

$$S = 19.995 \text{ m}^2$$

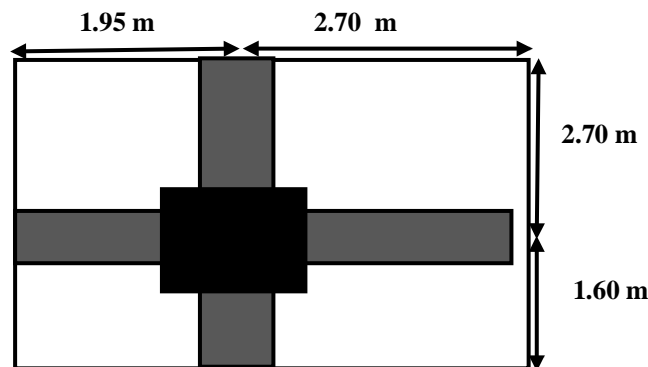


Figure 2.9 : chemin de descente de charge de poteau P.

➤ Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau :

$$\Rightarrow \text{Poutres principales : } G_{pp} = 0.30 \times 0.50 \times 25 \times (2.70 + 1.60) = 16.125 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Poutres secondaires : } G_{ps} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times (2.70 + 1.95) = 13.95 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = G_{pp} + G_{ps} = 16.125 + 13.95 = 30.075 \text{ KN.}$$

➤ Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau :

\Rightarrow Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{pt} = S \times G = 19.995 \times 6.33 = 126.568 \text{ KN}$$

✓ Plancher courant

$$G_{pc} = S \times G = 19.995 \times 5.20 = 103.974 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul du poids propre des poteaux :**

⇒ Poteau d'étage courant : $G_{pot} = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 3,06 = 9.18 \text{ KN}$

⇒ Poteau de RDC : $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,08 = 12.24 \text{ KN}$

➤ **Calcul des surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible : $Q = 19.995 \times 1 = 19.995$

KN Plancher d'étage courant: $Q = 19.995 \times 2.5 = 49.987 \text{ KN}$

*** Loi de dégression des charges d'exploitation**

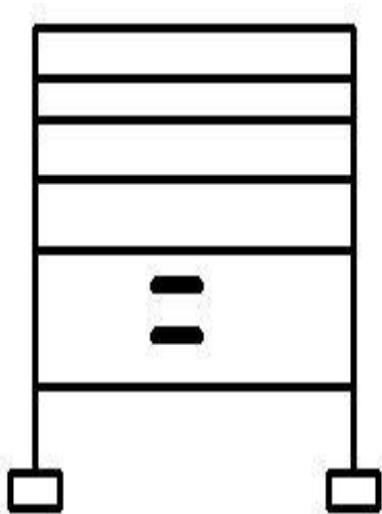
Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes)

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, n

numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes :



$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma n = Q_0 + (3+n) / 2n (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n)$$

Figure 2.10 : chemin de décente de charge de poteau P

➤ Coefficients de dégression de surcharge

Niveau	6	5	4	3	2	1
coeffi	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80

Tableau 2.8 : Coefficients de dégression de surcharge.

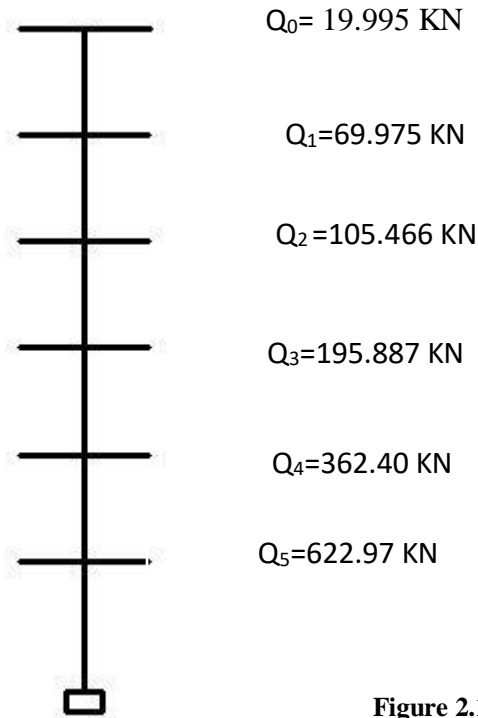


Figure 2.11 : chemin de décente de charge de poteau P.

NIVEAU	Charges permanents					Charges d'exploitations			Effort	Section des poteaux(cm ²)	
	Poids de planchers	Poids de poutres	Poids de poteaux	G	G _{cum}	Coeff	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{min}	S _{ado}
6	126.56	30.075	0	156.635	156.635	1	19.995	19.995	176.630	65.12	30 x40
5	103.974	30.075	9.18	143.229	299.864	1	69.975	69.975	369.839	138.48	30 x40
4	103.974	30.075	9.18	143.229	443.093	0.95	69.975	105.466	548.559	216.80	30 x40
3	103.974	30.075	9.18	143.229	586.322	0.9	69.975	195.887	782.209	290.72	30 x40
2	103.974	30.075	9.18	143.229	729.551	0.85	69.975	362.400	1091.951	358.64	30 x40
1	103.974	30.075	12.24	146.289	875.840	0.8	69.975	622.970	1498.810	421.19	30 x40

Tableau 2.9: récapitulatif des sections des poteaux P

*** Vérification des conditions de R.P.A99 V 2003:**

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A99 V2003.

$$\min(a,b) \geq 25 \quad \Rightarrow 30 > 25$$

$$\min(a,b) \geq h_e/20 \quad \Rightarrow 30 > 30 > 368/20 = 17$$

$$1/4 < a/b < 4 \quad \Rightarrow 1/4 < 1 < 4$$

⇒ Toutes ces conditions sont vérifiées.

*** Vérification du poteau de RDC au flambement:**

- **Calcul de moment d'inertie:**

$$I = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12}$$

$$I = 160000 \text{ cm}^4$$

- **Rayon de giration:**

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec: } A = a \times b \text{ (Section du poteau).}$$

$$i = \sqrt{\frac{160000}{1200}} = 11.54 \text{ cm}$$

- **Calcul de l'élancement:**

$$\lambda = \frac{l_f}{i_x} \quad \text{Avec: } l_f = 0.7 \times l$$

$$l_f = 2.85 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{285}{11.54} = 24.69 \text{ cm}$$

$\lambda = 24.69 \text{ cm} < 50 \Rightarrow$ le flambement est vérifié

Niveaux	n	N (MN)	Br(m ²)	a(cm)	Section (cm ²)	l ₀ (m)	λ(cm)	Observation
RDC	6	241.44	0.1064	0.77	30 × 40	4.08	24.69	C.V
1 ^{er} Étage	5	509.77	0.1064	0.80	30 × 40	3.06	18.56	C.V
2 ^{ème} Étage	4	756.37	0.1064	0.80	30 × 40	3.06	18.56	C.V
3 ^{ème} Étage	3	1085.36	0.1064	0.80	30 × 40	3.06	18.56	C.V
4 ^{ème} Étage	2	1528.49	0.1064	0.80	30 × 40	3.06	18.56	C.V
5 ^{ème} Étage	1	2116.83	0.1064	0.80	30 × 40	3.06	18.56	C.V

Tableau 2.10: récapitulatif des sections des poteaux P.

Chapitre 3
Etude des éléments
secondaires

1.Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants

- Les planchers en corps creux et en dalles pleine et les balcons.
- Les escaliers.
- L'acrotère

2. Calcul des plancher

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux et des planchers a dalle pleine.

2.1 Plancher corps creux:

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

2.1.1 Les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continue soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

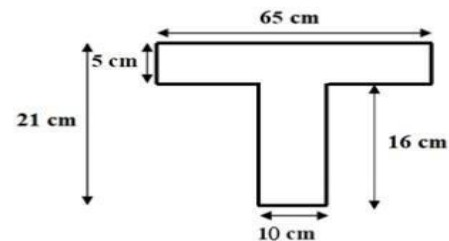


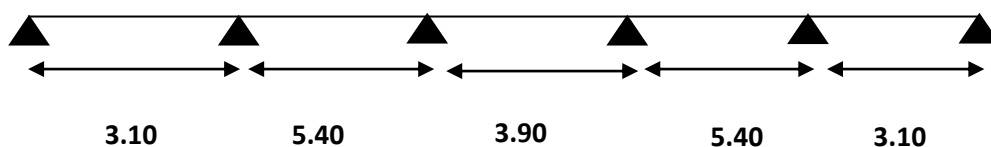
Figure3.1:Section d'une poutrelle.

➤ Méthode de Caquot:

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives

Comme la condition suivante $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfaite dans les portées successives, on utilisera la méthode de Caquot

2.1.1.1 Différents types de poutrelles :



	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_i + 1} \notin (0.8 ; 1.25)$	Méthode de Caquot

Tableau3.1 :Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles

2.1.1.2 Evaluation des charges :

Type de plancher	G [kn/m ²]	Q [kn/m ²]	L(m)	ELU	ELS
				qu	qs
Terrasse inaccessible	6.33	1	0.65	6.53	4.76
Etage courant	5.2	1.50	0.65	6.02	4.35

Tableau 3.2 :Evaluation des charges des planchers

2.1.1.3 Calcul des sollicitations des poutrelles:

Dans notre projet, on a 2 types de poutrelles, on prend la poutrelle « Type1 » pour plancher terrasse comme un exemple de calcul,

- Longueur fictive

Travée	rive	Inter médiane			rive
	1	2	3	4	5
l' (m)	3.10	4.32	3.12	4.32	3.10

Tableau 3.3 : Longueur fictive

2.1.1.4 Calcul des moments A l'ELU

- Moment sur appui $M_a : M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

Appui	q _w (KN/ml)	l' _w (m)	q _e (KN/ml)	l' _e (m)	M _a = M _q (KN.m)
1	0	3,1	0	1	0
2	3,1	4,32	-10,54	2	3,1
3	4,32	3,12	-10,57	3	4,32
4	3,12	4,32	-10,57	4	3,12
5	4,32	3,1	-10,54	5	4,32
6	3,1	0	0	6	3,1

Tableau 3.4. Moment sur appui étage courant a ELU

➤ Effort tranche V_t

Gauche $\rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l^2}{2}$; Droite $\rightarrow V_e = V_w + q \times l$

Travée	M_{aw} (KN. m)	M_{ae} (KN. m)	l' (m)	q (KN /ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-10,54	3,1	6,02	-12,74	5,93
2	-10,54	-10,57	4,32		-17,90	8,12
3	-10,57	-10,57	3,12		-16,17	2,62
4	-10,57	-10,54	4,32		-17,90	8,12
5	-10,54	0	3,1		-12,74	5,93

Tableau 3.5. Effort tranche étage courant a ELU

➤ Moment sur travée M_t

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-12,74	2,11	13,47
2	-10,54	-17,90	2,97	16,05
3	-10,57	-16,17	2,68	11,14
4	-10,575	-17,90	2,97	16,02
5	-10,54	-12,74	2,11	2,92

Tableau 3.6. Moment sur travée étage courant a ELU

➤ Récapitulatif des résultats :

$M_a(max)$ (KN. m)	$M_t(max)$ (KN. m)	$V(max)$ (KN)
-10,57	16,05	-17,90

Tableau 3.7. Récapitulatif des résultats étage courant a ELU

2.1.1.5 Calcul des moments A l'ELS

➤ Moment sur appui $M_a : M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN.m)
1	0	3,1	0	1	0
2	3,1	4,32	-7,62	2	3,1
3	4,32	3,12	-7,64	3	4,32
4	3,12	4,32	-7,64	4	3,12
5	4,32	3,1	-7,62	5	4,32
6	3,1	0	0	6	3,1

Tableau 3.8. Moment sur appui étage courant a ELS

➤ Effort tranche V_t

Gauche $\rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l^2}{2}$; Droite $\rightarrow V_e = V_w + q \times l$

travée	M_{aw} (KN.m)	M_{ae} (KN.m)	l' (m)	q (KN/ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-7,62	3,1	4,35	-9,20	4,29
2	-7,62	-7,64	4,32		-12,94	5,87
3	-7,64	-7,64	3,12		-11,69	1,89
4	-7,64	-7,62	4,32		-12,94	5,87
5	-7,62	0	3,1		-9,20	4,29

Tableau 3.9. Effort tranche étage courant a ELS

➤ Moment sur travée M_t

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-9,20	2,11	9,73
2	-7,62	-12,94	2,97	11,60
3	-7,64	-11,69	2,68	8,05
4	-7,64	-12,94	2,97	11,58
5	-7,62	-9,20	2,11	2,11

Tableau 3.10. Moment sur travée étage courant a ELS

➤ Récapitulatif des résultats

$M_a(max)$ (KN. m)	$M_t(max)$ (KN. m)	$V(max)$ (KN)
-7,64	11,60	-12,94

Tableau 3.11. Récapitulatif des résultats étage courant a ELS

❖ Terrasse

* A l'ELU

➤ Récapitulatif des résultats :

$M_a(max)$ (KN. m)	$M_t(max)$ (KN. m)	$V(max)$ (KN)
-11,46	17,39	-19,40

Tableau 3.12. Récapitulatif des résultats terrasse a ELU

* A ELS

➤ Récapitulatif des résultats :

$M_a(max)$ (KN. m)	$M_t(max)$ (KN. m)	$V(max)$ (KN)
-8,36	12,69	-14,15

Tableau 3.13. Récapitulatif des résultats terrasse a ELS

2.1.1.6 Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles seront calculées comme une section en (T) à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est :

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

$$\text{Poutrelle en T : } \begin{cases} b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 15 \text{ cm} \\ h_t = 21 \text{ cm} & ; & h_0 = 5 \text{ cm} & ; & d = 19 \text{ cm} \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_e = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$M_{table} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 89.99 \text{ KN.m}$$

➤ les sollicitations le plus favorable :

Type de Plancher	ELU		
	Ma(Kn.m)	Mt(Kn.m)	V(Kn)
étage courant	-10,57	16,05	-17,90
Plancher terrasse	-11,46	17,39	-19,40

Tableau 3.14. les sollicitations Poutrelle étage courant + Plancher terrasse

➤ En travée	➤ En appui
<p>$M_{table} = 89.99 \text{ KN.m} > M_{t.max} = 16.05 \text{ m}$ Calculée une section rectangulaire de dimensions $b = 65\text{cm}$ et $h = 25\text{cm}$</p> $\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{16.05 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.2} = 0.035$ <p>$\mu_{bc} = 0.035 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$</p> $\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$ <p>avec $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$</p> $\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$ $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$ <p>$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$</p> <p>$\mu_{bc} = 0.035 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$</p> $A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$ $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$ $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.06$ $Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 21.47 \text{ cm}$ $A_t = \frac{16.05 \times 10^6}{214.7 \times 348} = 214.81 \text{ mm}^2 = 2.15 \text{ cm}^2$	<p>$M_{table} = 89.99 \text{ KN.m} > M_{a.max} = 10.57 \text{ KN.m}$ Calculée une section rectangulaire de dimensions $b = 65\text{cm}$ et $h = 25\text{cm}$</p> $\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{10.57 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.2} = 0.02$ <p>$\mu_{bc} = 0.02 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$</p> $\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$ <p>avec $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$</p> $\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$ $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$ <p>$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$</p> <p>$\mu_{bc} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$</p> $A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$ $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$ $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.05$ $Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.05) = 21.56 \text{ cm}$ $A_a = \frac{10.578 \times 10^6}{215.6 \times 348} = 140.98 \text{ mm}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$

❖ **Choix des armatures**

En travée : Donc on adopte $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

En Appuis : Donc on adopte $A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.92 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 58 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.54 \text{ cm}^2$$

{ En travée : $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2$
 (En Appuis: $A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.92 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

❖ Ferrailage transversale

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{l.min}, \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{250}{35}, 12, \frac{100}{10}\right) = \min(7.14 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 10\text{mm})$$

→ $\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$ On prend $\phi_t = 6\text{mm}$ soit $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Espacements : $e \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(19.8, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$

Donc : $e \leq 19.8 \text{ cm}$ soit un espacement de $e = 15 \text{ cm}$.

2.1.1.7 Vérification à nécessaire

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{17.9 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.22} = 0.148 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

Type de Plancher	A _{ST} CALCULE		A _{ST} CHOISI	
	Travée(cm ²)	appui(cm ²)	Travée(cm ²)	appui(cm ²)
étage courant	2,15	1,41	3HA12 = 3.39	1HA12+1HA10 =1.92
Plancher terrasse	2.30	1.51	3HA10 =2.36	2HA12 =2.26

Tableau 3.15. Choix de ferrailage

• Schéma de ferrailage en appuis et entravée:

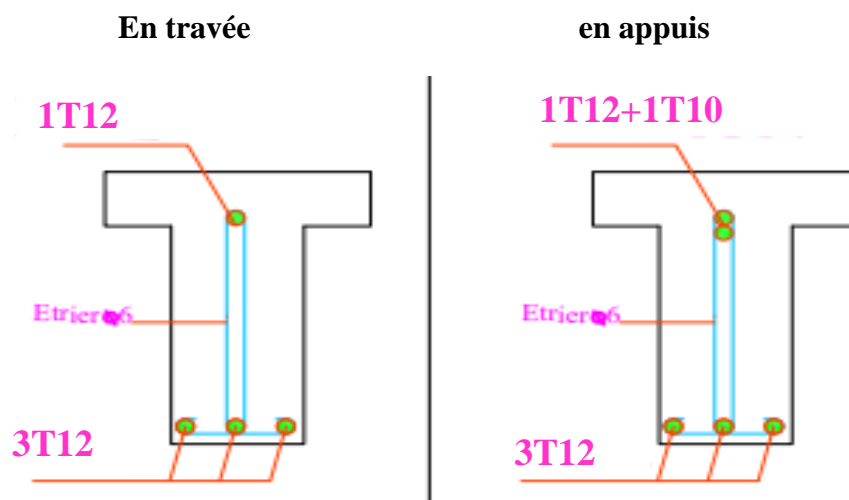


Figure 3.2 :Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant

2.1.2 Ferrailage de la dalle de compression

D'après le règlement CBA la dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre Ø6 mm dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm: pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm: pour les armatures parallèles aux nervures

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \\ L_1 \leq 50 \\ A_2 = \frac{A_1}{2} \end{cases} \begin{matrix} \implies \\ \implies \\ \end{matrix} \begin{matrix} A_1 = 4 \times \frac{4 \times L_1}{f_e} \\ A_1 = \frac{200}{f_e} \end{matrix}$$

Avec: L₁ : distance entre l'axe des poutrelles (L₁=65 cm)

f_e= 400MPa :quadrillage de T.S.TLE 400.

A₁ : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A₂ : diamètre parallèle aux poutrelles.

Ona:L₁=65cm donc :

$$A_1 = 4 \times \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

donc on prend 5Ø6=1,41cm²/ml

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

donc on prend 5Ø6=1,41cm²/ml \implies avec e=20cm

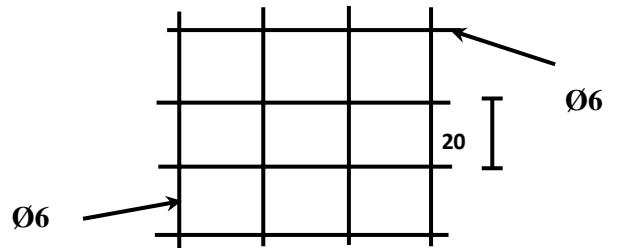


Figure3. 3:ferrailage de la dalle de compression

3. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales et la sécurité des gens, personnes. Elle est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), l'acrotère est soumis à un effort normal dû à son poids propre « W_P » et une surcharge « F_P » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

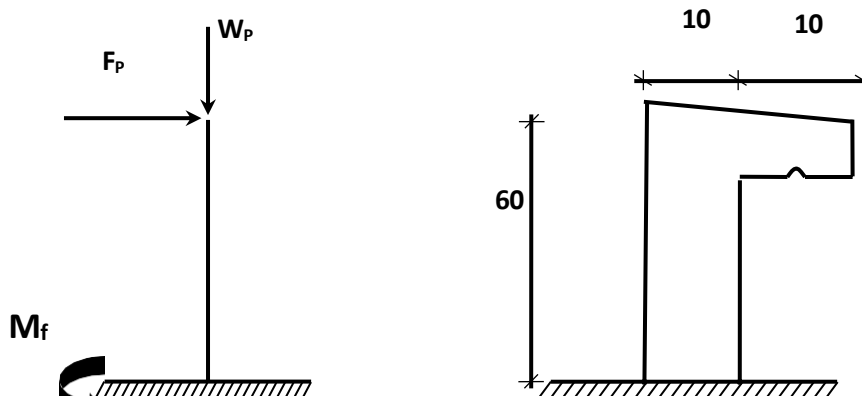


Figure3.4:schéma de l'acrotère

- **Calcul du ferrailage :**

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3). Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

- Détermination des sollicitations :

➤ **Le poids propre : W_p**

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = 0.1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **La force horizontale : F_p** [R.P.A.99(version 2003) (6.2.3)]

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

Avec:

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

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

Pour notre bâtiment, on a :. $A=0.2$, $C_p=0.8$

F_p : Force statique équivalente horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.08 \times 0.8 \times 1.725$$

$$F_p = 1.104 \text{ KN}$$

- **Effort normal et moment fléchissant:**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U):**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 1.725 \\ M_u = 1.5 \times 1.104 \times 0.60 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 2.328 \text{ KN} \\ M_u = 0.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S):**

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1.725 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.99}{2.328} = 0.42$$

$$e_0 = 0. > . \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0.10}{2} - 0.01 \right) = 0.04. m$$

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) le calcul sera mène à la flexion

Simple avec un moment fictif M_f calculé parraport aux armatures tendues

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 2.328 \times \left(0.42 + \frac{0.10}{2} - 0.01 \right) = 1.070 \text{KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : > $\mu \leq \mu_l$ Alors: «Pas d'aciers comprimés» > $\mu \geq \mu_l$ Alors: «Aciers comprimés nécessaires»	$\mu = M_f / f_{bu} b d^2 = 0.016$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$		$\alpha = 0.020$
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$		$\beta = 0.992$
$Z = d \times \beta$		$Z = 0.079m$
Détermination de la section théorique des aciers		
Section théorique d'acier	$M_f / Z \cdot f_{su}$	$A_u = 0.54 \text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 0.966 \text{cm}^2$
Choix des sections		
4T8 $\Rightarrow A_s = 2.01 \text{cm}^2$		
Les armatures de répartition	$A/4$	0.425cm^2
4T8 $\Rightarrow A_s = 2.01 \text{cm}^2$		

Tableau3.16: calcul de ferrailage de l'acrotère

• **Vérification à l'ELS:**

Cet acrotère est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 0.99 \text{KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_s = 0.66 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{0.99}{0.66} = 1.50 \frac{1.50 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.50$$

$$\alpha = 0.006 < 0.50 \quad \rightarrow \quad \text{----- Condition vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant:

$$T_U^{max} = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 1.104 = 1.656 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_U^{max}}{b.d} < \tau_u = \min \left(\frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \implies \text{fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_U^{max}}{b.d} = \frac{1.656}{1 \times 0.08} = 0.207 \text{ MPA} < \tau_u = 0.333 \text{ MPA} \implies \text{C.V}$$

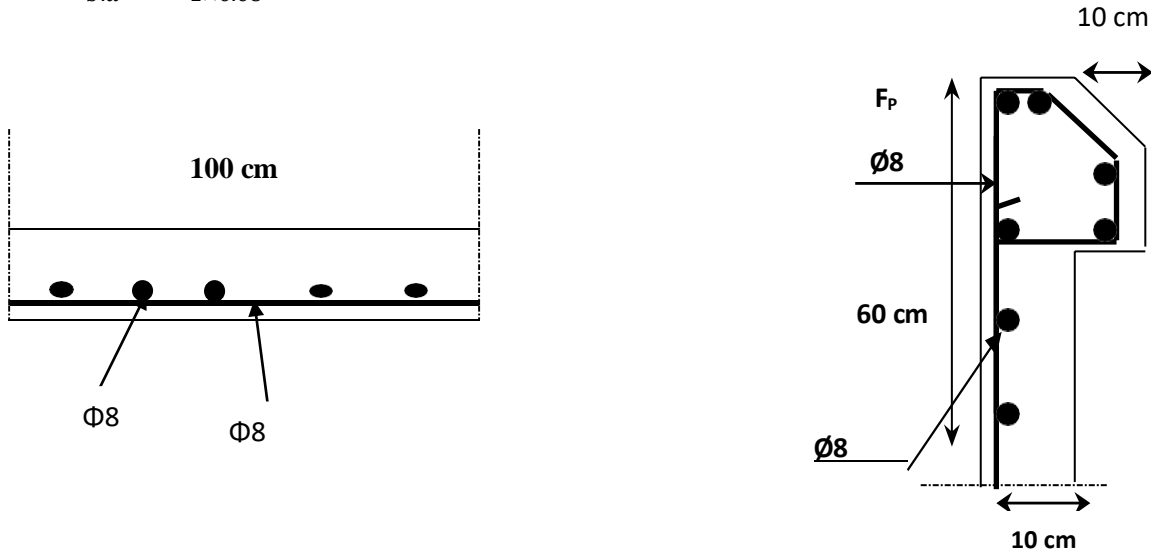


Figure 3.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

4. Étude de balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine en cas tré dans les poutres ,d'épaisseur 15cm. Soumise à leur poids propre, aux charges permanentes "G", à la surcharge d'exploitation "Q" et au poids propre du mur "P". Ce bâtiment comporte un types de console comme représenté sur les figures suivantes :

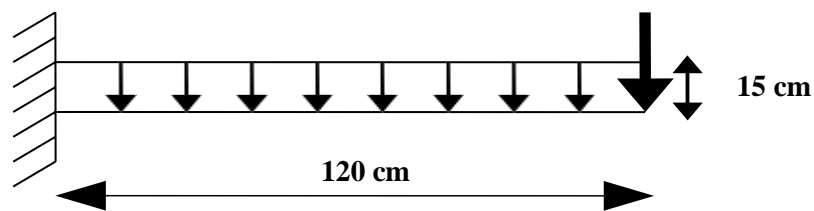


Figure 3.6: Schéma statique du balcon

$$G = 5.20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul de la charge concentré P

Calcul de P:

$$\text{Poids propre du mur (15cm): } G_{\text{mur}} = 1.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur: } h = 1.20 \text{ m}$$

Donc: la charge concentrée de mur (pour une bande de 1m):

$$P=(1.20 \times 1.35) \times 1 = 1.62 \text{ KN}$$

- **Calcul de sollicitations :**

$$\underline{\text{E.L.U.}}: \quad q_u = 1,35G + 1,5Q = [(1,35 \times 5,2) + (1,5 \times 3,5)] \cdot 1 = 12,27 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{\text{E.L.S.}}: \quad q_{ser} = G + Q = (5,2 + 3,5) \cdot 1 = 8,7 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments :**

E.L.U.:

$$M_u = q_u \frac{L}{2} \times P \times L = \left(12,27 \times \frac{(1,35)^2}{2} \right) + (1,35 \times 1,62 \times 1,35)$$

$$\Rightarrow M_u = 14,13 \text{ KN.m}$$

E.L.S.:

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{L}{2} \times P \times L = \left(12,27 \times \frac{(1,35)^2}{2} \right) + 1,35 \times 1,62 \times 1,35$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 10,11 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de ferrailage :**

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9(0,15) = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f \cdot b \cdot d^2} = \frac{14,13 \times 10^{-3}}{1(0,135)^2 \times 14,20} = 0,054$$

$$\mu_{bu} = 0,054 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,069$$

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

$$A_{ST} = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{15,39 \cdot 10^3}{348 \times 0,09}$$

On adopte $A_{st}: 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec $S_{\xi} = 25 \text{ cm}$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \cdot b \cdot d \text{ Avec: } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \cdot 1 \cdot 1,35$$

$5,65 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit: } 5T10=3.93 \text{ cm}^2 \text{ avec: } S=25\text{cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{umax} = qu \times L + 1.35 \times P = 12.27 \times 1.35 + 1.35 \times 1.62 \Rightarrow V_{umax} = 16.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b.d} = \frac{16.91 \times 10^3}{1 \times 0.135} = 0.125 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,125 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification des contraintes à l'ELS:

Il faut vérifier: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0,069$$

$$\gamma = 1.39$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\text{On adonc } \alpha = 0,069 < 0.44 \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats de calcul des armatures de balcon sont résumés dans le tableau qui suivent

Balcon	Armatures principales			Armatures de répartitions		
	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisie (cm ²)	Barres choisies	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisie (cm ²)	Barres choisies
	3.40	5.65	5T12	1.41	3.93	5T10

Tableau 3.17 : section d'armatures de balcon .

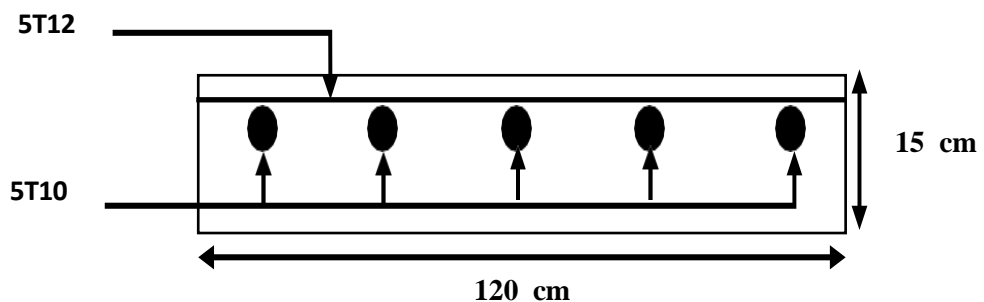


Figure3.7:Schéma de ferrailage de balcon.

5.Étude des escaliers:

• **Type1:**

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

Volée $\left\{ \begin{array}{l} G_V=8.71KN/m^2 \\ Q_V = 2.50 KN/m^2 \end{array} \right.$

palier $\left\{ \begin{array}{l} G_P=5.15KN/m^2 \\ Q_P= 2.50 KN/m^2 \end{array} \right.$

• **A P'ELU:**

Volée:

$$q_V=1.5Q_V+1.35G_V$$

$$q_V=(1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 8.71) \times 1$$

$$q_V=15.50KN/ml$$

-Palier:

$$q_P=1.5Q_P+1.35G_P$$

$$q_P=(1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 5.15) \times 1$$

$$q_P=10.70KN/ml$$

• **A P'ELS :**

Volée:

$$q_V=Q_V+G_V$$

$$q_V=(2.50 + 8.71) \times 1$$

$$q_V=11.21KN/ml$$

Palier:

$$q_V=Q_V+G_V$$

$$q_V=(2.50 + 5.15) \times 1$$

$$q_V=7.65KN/ml$$

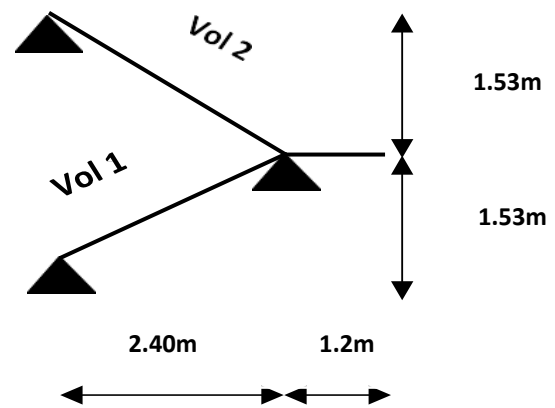


Figure3.8:Schéma de l'escalier à 2 volées

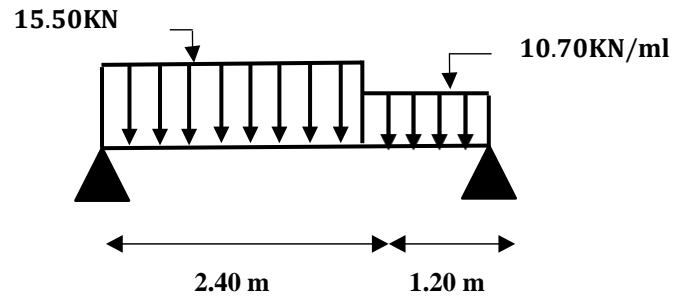


Figure3.9 :Schéma statique de l'escalier a ELU

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 10.70 \times 1.20 + 15.50 \times 2.40$$

$$R_A + R_B = 50.04 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow (15.50 \times \frac{2.40}{2} \times 2.40) + (10.70 \times \frac{1.20}{2} \times 2.400) - R_B \times 3.60$$

$$R_B = 23.10 \text{ KN}$$

$$R_A = 26.94 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations:**

✓ A'ELU :

- **Effort tranchant:**

- $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$(x) = 26.94 - 15.5 x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 26.94 \text{ KN} \\ T_Y(3) = -10.26 \text{ KN} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$(x) = 23.01 - 10.7 x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 23.01 \text{ KN} \\ (1.8) = 10.57 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant:**

- $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$(x) = 26.94 x - 15.5 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ (2.40) = 20.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = (1.80) = 24.19 \text{ KN.m}$$

- $0 \leq x \leq 1.20$

$$M(x) = 23.41 x - \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ (1.8) = 20.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ A'ELS:

$$R_B = 16.61 \text{ KN}$$

$$R_A = 19.45 \text{ KN}$$

• Effort tranchant:

▪ $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$T(x) = 19.45 - 11.20 x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 19.45 \text{ KN} \\ T_Y(3) = -7.43 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$T(x) = 16.61 - 7.65 x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 16.61 \text{ KN} \\ T_Y(1.8) = 7.43 \text{ KN} \end{cases}$$

• Moment fléchissant:

* $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$M(x) = 19.45 x - 11.2 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.40) = 14.42 \text{ KN.m} \\ M_{max} = (1.80) = 16.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

* $0 \leq x \leq 1.20$

$$M(x) = 16.61 x - 7.65 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.20) = 14.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5.2. Calcul de ferrailage : ($f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$)

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS

$$M^t = 0.85 M_{max} = 20.56 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0.5 M_{max} = 12.09 \text{ KN.m}$$

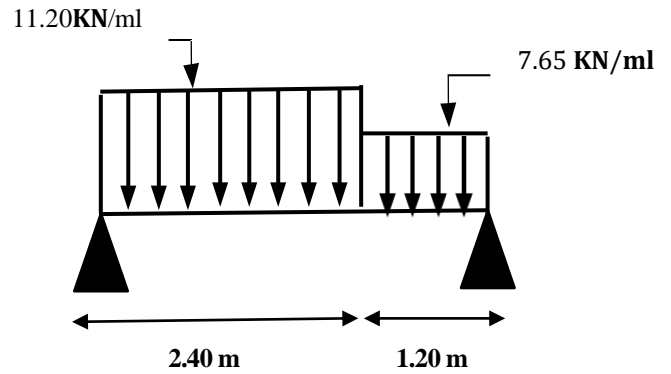


Figure 3.10 : Schéma statique de l'escalier à ELS

$$b=1m$$

$$e=15cm$$

$$d=15 \times 0.9=13.5cm$$

- **En travée:**

$$M^t=20.56KN.m$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.50} = 14.20MPa$$

$$U\mu_{bu} = \frac{20.56 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0.135)^2 \times 14.20} = 0.079$$

$$\mu_{bu}=0.079 < \mu_l=0.392 \Rightarrow A'=0$$

→ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s=0$).

$$\epsilon_s=10\% \quad \text{et} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.102$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) = 0.125m$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \cdot f_{st}} = \frac{20.56 \times 10^{-3}}{348 \times 0.125} = 5.59cm^2$$

$$\text{On adopte } A_{st}: 5T14 = 7.70cm^2 \quad \text{avec: } S_t = 20cm$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 7.70/4 = 1.92cm^2 \text{ soit: } 4T12 = 3.14 cm^2 \quad \text{avec: } S = 25cm$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec: } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1Mpa$$

$$A_{st} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \cdot 1.0 \cdot 13.5 = 1.63cm^2$$

$$7.70cm^2 > 1.63cm^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis:**

$$M^a=12.09KN.m$$

$$U\mu_{bu} = \frac{12.09 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0.135)^2 \times 14.20} = 0.046$$

$$\mu_{bu}=0.046 < \mu_l=0.392 \Rightarrow A'=0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.058$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) = 0.129m$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \cdot f_{st}} = \frac{20.09 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} = 5.59cm^2$$

On adopte $A_{st} : 5T14 = 7.70cm^2$ avec : $S_t = 20cm$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 7.70/4 = 1.92cm^2 \quad \text{soit : } 4T12 = 3.14cm^2 \quad \text{avec : } S_r = 20cm$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1Mpa$$

$$A_{st} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \cdot 1.0 \cdot 135 = 1.63cm^2$$

$$7.70cm^2 > 1.63cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **A'ELS: Fissuration peu nuisible :**

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + nA'(y_c - c') - nA(y_c - d) = 0$$

$$50y^2 - 30.75y - 1686.82 = 0 \implies y = 6.12cm$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A_s(d - y) = 8888cm^4$$

$$C_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = 2.11MPa < 15MPa$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$T_{max} = 35.58kN$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{35.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.26MPa < \overline{\tau_u} = 3.33MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Pas de reprise de bétonnage,

-Les dispositions constructives sont supposées vérifiées

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

ESCALIER	Armature long (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)			
	Ast calculé		Ferr choisie		Ast calculé		Ferr choisie	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
	7.57	4.45	5T14	5T12	1.92	1.41	4T12	4T10

Tableau3.18:section d'armatures d'escalier

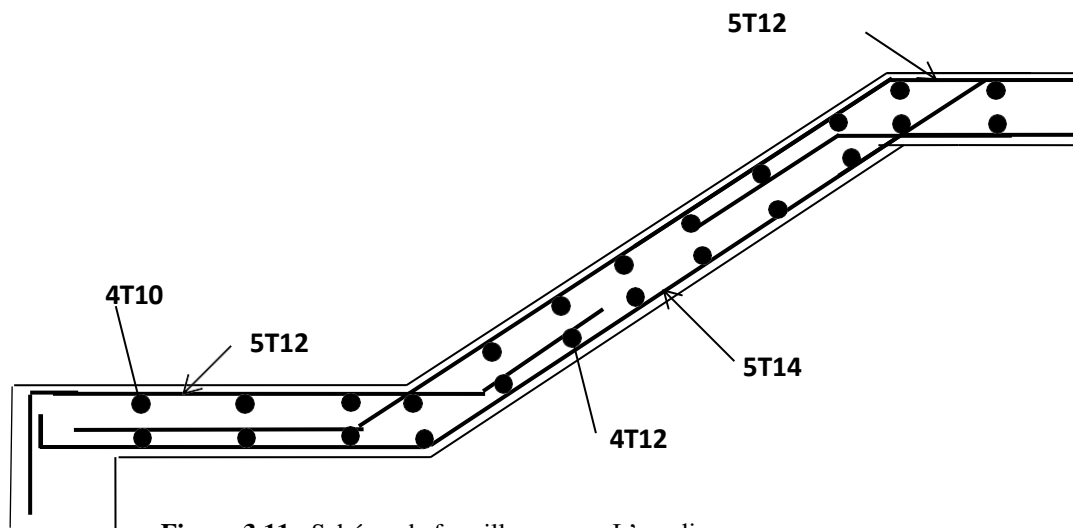


Figure 3.11 : Schéma de ferrailage pour L'escaliers.

6. Etude de la poutre palière:

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire a un niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple.

- **Pré-dimensionnement :** d'après le règlement BEAL91 on a:

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \frac{300}{15} < h < \frac{300}{10} \implies$$

On prend : h=35cm ; b= 30 cm

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$h=35 \geq 30$$

$$b=30 \geq 25 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{h}{b} = 1.16$$

- **Calcul des charges :**

$$G_0 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{KN/m (Poids propre de la poutre).}$$

Le poids de palier $G_p = 5.15 \text{KN}$

$$\text{ELU} \rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_s = 1.35G + 1.5Q$$

- **Calcul des moments**

$$M_0 = \frac{Pu \cdot L^2}{2} = 2.44 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 20.77 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = -7.33 \text{KN.m}$$

$$V_U = \frac{Pu \cdot L}{2} = 32.59 \text{KN}$$

- **Le ferrailage :**

On a : b = 30 cm ; h = 35 cm

	M (KN.m)	Acalculer (cm ²)	Achoisie (cm ²)	Barres choisies
Travée	20.77	1.94	3.39	3T12
Appui	7.33	0.67	3.39	3T12

Tableau.3.19:Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

- Condition de non fragilité:

$$A_{st} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \cdot b \cdot d \implies A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} T_{umax} = 32.54 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{32.54 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.32} = 0.44 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \rightarrow \min \left(0.20 \cdot \frac{25}{1.5b} ; 5 \text{ MPA} \right) \rightarrow \overline{\tau_u} = 4.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 4.16 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul de l'espacement

D'après CBA93 (l'article A.5.1.2.2 et Article A.5.1.2.3)

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \text{ On}$$

prend : $St = 15 \text{ cm}$

- Calcul des armatures transversales:

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times St \times b}{f_e}$$

$$A_{trans} \geq 0.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{c28})}{0.9 f_e}$$

$$A_{trans} \geq -0.47 \text{ cm}^2 \text{ (Valeur négative)}$$

$$A_{trans} = \max(0.89 \text{ cm}^2; -0.47 \text{ cm}^2), \quad \text{donc on prend } A_{trans} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA8 = 1.00 cm² (1 cadre).

- Vérification à L'ELS :

	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _b
Travée	14.89	6,20	24254	0.38	15	Vérifiée
Appui	-8.76	5,52	24254	0.20	15	Vérifiée

Tableau.3.20: Vérification des contraintes de compression dans le béton

- Vérification de l'état limite de déformation:

Si les conditions suivantes sont satisfaites ;il n'ya pas lieu de vérifier la flèche:

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{3.00} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

➔ Condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0.11 > \frac{Mt}{18 \times M^o} = \frac{15.10}{18 \times 17.77} = 0.047$$

➔ Condition vérifiée

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 31.5} = 0.0107 < \frac{4.20}{f_e} = \frac{4.20}{400} = 0.0105$$

➔ Condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées ,donc il n'y'a pas lieu de vérifier la flèche

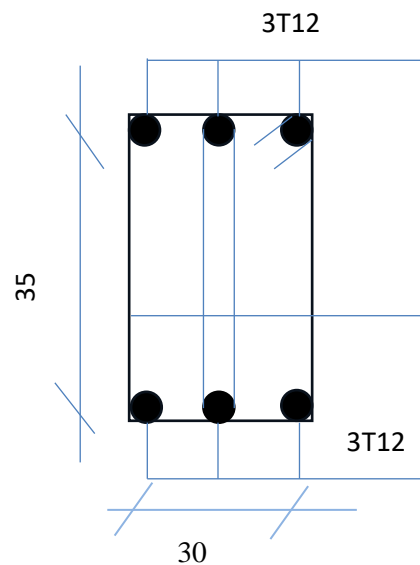


Figure 3.12: Schéma de ferrailage de la poutre palière

Chapitre 4

Etude sismique

1. Objectifs de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet de déterminer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

2. Choix de la méthode de calcul:

➤ Condition d'application de la méthode statique équivalente:

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa:

- Groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III:

- groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

2.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable

- Hypothèses de calcul.

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte

Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

2.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode statique équivalente sera donnée à titre indicatif.

3. Méthode Statique Equivalente:

3.1. Principe de la méthode:

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la structure, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur qui correspondent en générale aux directions principales du bâtiment.

3.2. Modélisation de la structure :

La modélisation du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions est le modèle brochette qui considère, la masse de chaque niveau comme étant concentrée au centre de gravité du plancher. Un seul degré de liberté en translation horizontale est affecté à chaque niveau pour les deux directions.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées des éléments structuraux.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique Totale

3.3. Calcul de la force sismique totale:

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante

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

Avec:

A: coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003

(tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W: poids total de la structure

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux).

3.3.1. Coefficient d'accélération du sol «A»:

- ❖ Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Tableau [4.1])
- ❖ Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone **IIa** donc : **A=0,15**

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	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

Tableau.4.1: coefficient d'accélération A

3.3.2 Coefficient de comportement:

La distribution de l'effort vertical dépasse $N_{voiles} / N_{totale} > 20\%$ donc Le coefficient de comportement $R = 3.50$

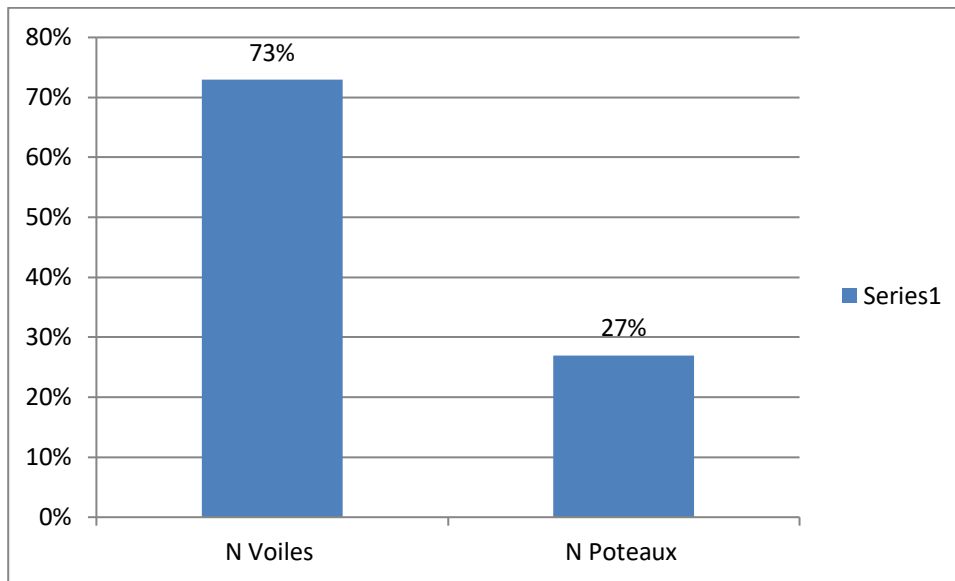


Figure 4.1. Distribution de l'efflores normal sur les voiles et les poteaux

3.3.3 Période fondamentale(T) :

Selon le RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = Ct \cdot hN^{3/4} \\ T_{trv} = 0.09 \times hN / \sqrt{Dx} \\ T_{logt} = 0.09 \times hN / \sqrt{Dy} \end{array} \right.$$

- hN = hauteur mesurée en mètre sà partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $hN = 19.38 \text{ m}$
- Ct = coefficient, fonction du système de contreventement ,du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 page 42 RPA99.

Pour notre cas: $Ct = 0.05$

Dx et Dy :sont les dimensions de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

* Pour le sens transversale $Dx = 21.30 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0.05 \cdot 19.38^{3/4} = 0.46s \\ T_x = 0.09 \times 19.38 / \sqrt{21.30} = 0.37s \implies T_{xempirique} = \min(T; T_x) = 0.37 \text{ s} \\ T_{dyna} = 0,41s \text{ (calculé suivant logiciel ROBOT)} \\ 1.3T_{xempirique} = 0,48s \end{array} \right.$$

On remarque que: $T_{xempirique} < 1.3T_{xempirique}$

*Pour le sens longitudinal $Dy=8.90\text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = 0.09 \times 19.42 / \sqrt{8.90} = 0.58\text{ s} \implies T_{yempirique} = \min(T; T_y) = \mathbf{0.46\text{ s}} \\ T_{dyn} = 0,41\text{ s} \text{ (calculé suivant logiciel ROBOT)} \\ 1,3T_{yempirique} = 0,59\text{ s} \\ \text{On remarque que: } T_{yempirique} < 1,3T_{yempirique} \end{array} \right.$$

3.3.4 Calcul de la période T_1 et T_2 :

Selon le l'investigation géotechnique relatif à notre ouvrage, la catégorie du site est « Sol meuble » Notée « S3 », Et en se référant au tableau 4.7 du RPA99v2003, la période caractéristique associée à la catégorie de site est :

$$T_1 = \mathbf{0,15\text{ s}} \quad , \quad T_2 = \mathbf{0.50\text{ s}}$$

3.3.5 Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA 99 version 2003, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on prend: $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 10)} \geq 0.7 \implies \eta = \mathbf{0.76} \geq 0.7$$

3.3.6. Facteur d'amplification dynamique moyen «D»:

Dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η de la période fondamentale de la structure T (4.2) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & \text{---} 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \times (T_2/T)^{2/3} & \text{---} T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5 \eta \times (T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & \text{---} T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

Pour notre cas:

$$0 \leq T_x \leq T_2$$

$$D_x = 2.5 \times 0.76 \quad D_y = 1.9$$

$$0 \leq T_y \leq T_2$$

$$D_y = 2.5 \times 0.76 \quad D_x = 1.9$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4 du RPA 99 version 2003) Dans notre structure; on a un système portiques contreventées par des voiles en béton armée.

Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à: **R=3.5**

3.3.7. Facteur de qualité Q:

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_{qi}$$

Pq:est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Critère q	Pq	
	Longitudinal	Transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.00
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.00	0.00
Régularité en élévation	0.00	0.00
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	0.00	0.00
$q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$	1.15	1.10

Tableau4.2:Pénalité en fonction de critère de qualité: (RPA99 Tab 4.4)

Coefficient	A	R	D	Site	Q _y	Q _x	η	ξ	T _x	T _y	T ₁	T ₂
	0.15	3.5	1.90	S3	1.15	1.10	0.76	10	0.37	0.46	0.15	0.5

Tableau 4.3. :Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage

Donc les calculs seront donnés

$$\begin{cases} V_x = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.10}{3.5} \times 11140.01 = 997.82 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.15}{3.5} \times 11140.01 = 1043.18 \text{ KN} \end{cases}$$

4. La Méthode Dynamique Spectrale:

4.1. Principe de la méthode :

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

4.2. Condition d'application:

Méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4.3. Modélisation de la structure:

Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel «ROBOT

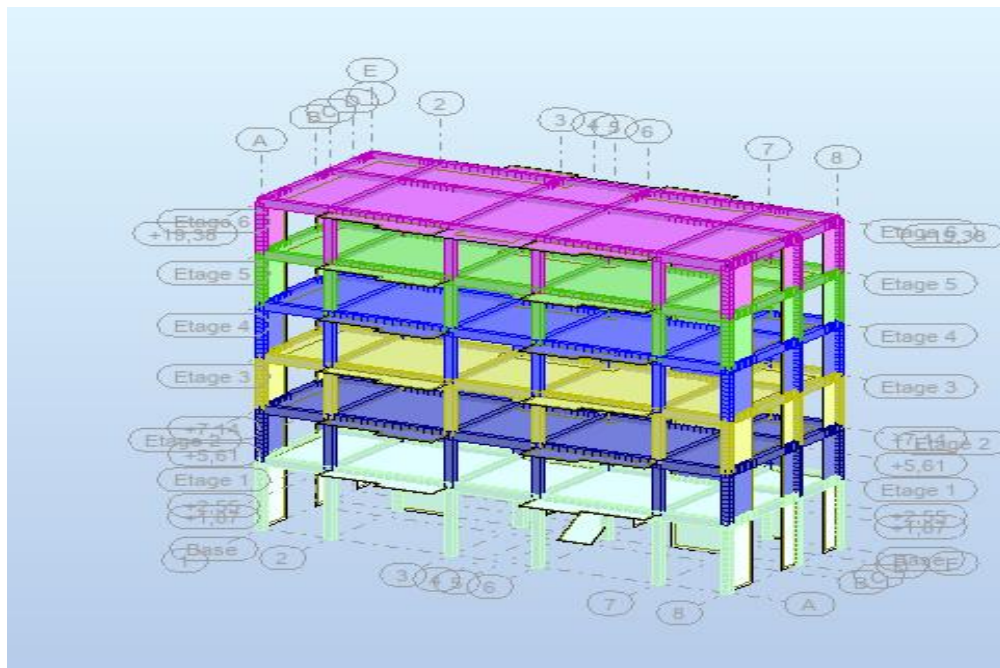


Figure-4-2-Vue de la structure modélisée

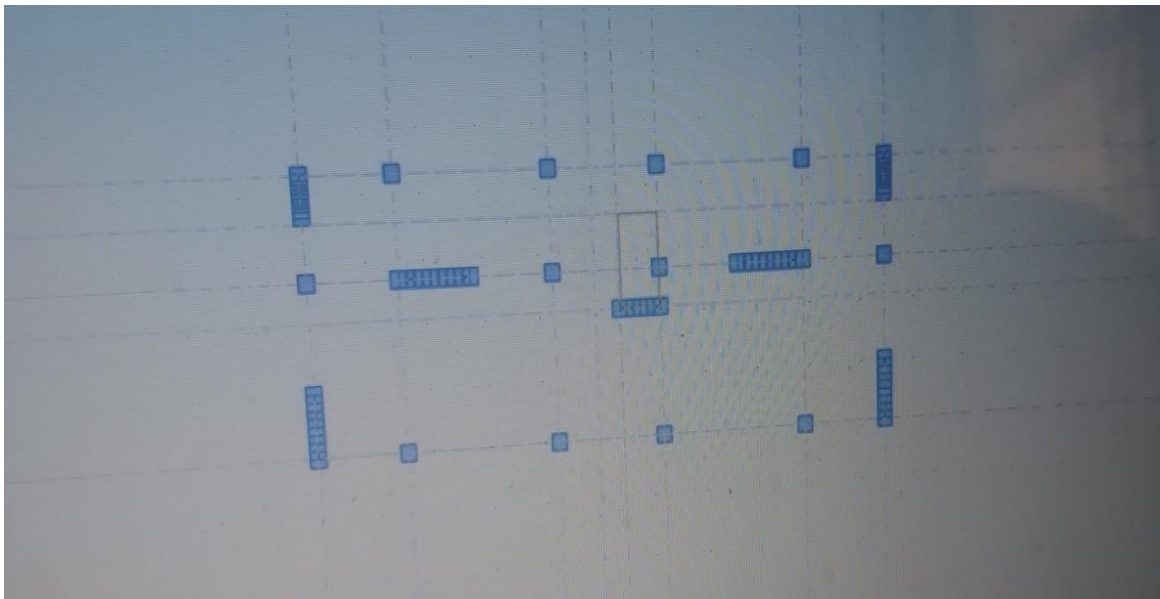


Figure-4 -3-Vue de la disposition des voiles

4.4. vérifications réglementaires:

On doit vérifier que :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (RPA99 art.4.3.6)

➤ Table au des modes CQC:

Suivant Ex :1,1 EX

Modes CQC	Fx(kn)	Fy(kn)	Fz(kn)	Mx(kn.m)	My(kn.m)	Mz(kn.m)
Somme totale	1100,98	659,77	8721,54	106,73	489,77	16,59
Somme des réactions	1083,45	13,98	0,96	167,07	14074,75	4265,40
Somme efforts	1083,45	13,98	0,92	166,93	14076,76	4264,77

Tableau 4 .4- les modes CQC

Suivant Ey:1,2EY

Modes CQC	Fx(kn)	Fy(kn)	Fz(kn)	Mx(kn.m)	My(kn.m)	Mz(kn.m)
Somme totale	97,34	1142,99	8962,70	263,14	33,18	6,21
Somme des réactions	13,44	1080,54	16,49	14289,10	235,51	11363,16
Somme efforts	13,43	1080,54	16,41	14289,69	235,15	11362,94

Tableau 4 .5- les modes CQC

$V_{xdyn} = 997,82 \text{ KN} > 80\% V_{MSEX} = 798,25 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$V_{ydn} = 1043,18 \text{ KN} > 80\% V_{MSEY} = 834,54 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX[%]	Masses Cumulées sUY [%]	Masse Modale UX[%]	Mass e Modale UY[%]	Tot.as.U X [kg]	Tot.mas. U Y [kg]
3/ 1	2,43	0,41	5,22	69,65	5,22	69,65	1114001,41	1114001,41
3/ 2	2,44	0,41	69,94	75,19	64,72	5,54	1114001,41	1114001,41
3/ 3	3,14	0,32	77,57	75,19	7,63	0,00	1114001,41	1114001,41
3/ 4	6,37	0,16	80,49	75,20	2,92	0,01	1114001,41	1114001,41
3/ 5	7,61	0,13	80,49	87,37	0,01	12,17	1114001,41	1114001,41
3/ 6	8,14	0,12	83,53	87,46	3,03	0,09	1114001,41	1114001,41
3/ 7	9,46	0,11	90,80	87,48	7,28	0,02	1114001,41	1114001,41
3/ 8	10,40	0,10	90,81	87,52	0,01	0,04	1114001,41	1114001,41
3/ 9	12,07	0,08	90,81	87,52	0,00	0,00	1114001,41	1114001,41
3/ 10	12,45	0,08	90,82	87,52	0,01	0,00	1114001,41	1114001,41
3/ 11	12,78	0,08	90,97	87,77	0,15	0,25	1114001,41	1114001,41
3/ 12	3,17	0,08	91,04	91,43	0,08	3,66	1114001,41	1114001,41

Tableau 4.6 - Les périodes et Les facteurs de participation massique

4.4.1. Vérification art 4.3.4 RPA 2003:

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:
La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions xx : 12^{ème} mode: Masse cumulée= 91,04%=>Condition vérifiée

Direction yy : 12^{ème} mode :Masse cumulée = 97,43%=>Condition vérifiée

4.4.2 Justification vis-à-vis des déformations:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de Robot2020 (on prend le déplacement relatif direct)

Dans le sens X				
Etage	UX[cm]	Déplacement relatif UX[cm]	1% la hauteur de l'étage en (cm)	Observation
1	0,407	0,407	4,08	c.v
2	0,904	0,497	3,06	c.v
3	1,419	0,515	3,06	c.v
4	1,880	0,461	3,06	c.v
5	2,314	0,434	3,06	c.v
6	2.578	0.263	3,06	c.v

Tableau 4.7-Déplacement relatif X

Dans le sens Y				
Etage	UY[cm]	Déplacement relatif UY[cm]	1%la hauteur de l'étage en (cm)	Observation
1	0,388	0,388	4,08	c.v
2	0,885	0,497	3,06	c.v
3	1.415	0,530	3,06	c.v
4	1,905	0,490	3,06	c.v
5	2,443	0,538	3,06	c.v
6	2.818	0,375	3,06	c.v

Tableau 4.8- Déplacement relatif Y

4.4.3 Justification vis à vis de l'effet P Δ:

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts supplémentaires. Ce phénomène est appelé «effet PΔ». D'après l'article du RPA(5.9)

Les effets du 2^o ordre (ou effet PΔ.) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k»

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au Niveau «k-1»

h_k : hauteur de l'étage «k »

Etages	P_k [kn]	$P_{K(cuml)}$ [kn]	$\Delta_x U_x$ [cm]	F_x [kN]	La hauteur de l'étage en cm	$E \leq 0,10$	Observation
1	2144,75	11140,01	0,407	1083,46	408	0,010	c.v
2	2001,69	8995,25	0,497	1025,74	306	0,014	c.v
3	2001,69	6993,56	0,515	904,52	306	0,013	c.v
4	2001,69	4991,87	0,461	723,49	306	0,010	c.v
5	2001,69	2290,18	0,434	481,74	306	0,067	c.v
6	988,49	988,49	0,263	171,77	306	0,049	c.v

Tableau 4.9-1'effet P Δ/Vérifiée selon X

Etages	P_K [kn]	$P_{K(cuml)}$ [kn]	$\Delta_y U_y$ cm	F_y [kN]	Hauteur de l'étage en cm	$e \leq 0.10$	Observation
1	2144,75	11140,01	0,388	1084,55	408	0,097	c.v
2	2001,69	8995,25	0,497	1031,92	306	0,014	c.v
3	2001,69	6993,56	0,530	914,16	306	0,013	c.v
4	2001,69	4991,87	0,490	735,62	306	0,010	c.v
5	2001,69	2290,18	0,538	504,08	306	0,079	c.v
6	988,49	988,49	0,375	184,88	306	0,065	c.v

Tableau 4.10- l'effet $P\Delta$ /Vérifiée selon Y

4.4.4. Vérification au renversement:

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante

Avec:

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisant , $M_s=W \times L/2$

M_r : Moment renversant , $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F :Force sismique au niveau i.

• **Sens longitudinal:**

W(KN)	L_x (m)	$L_x/2$ (m)	M_s (kn.m)	M_r (kn.m)	$M_s/M_r \geq 1,5$	Vérification
11140,01	21,30	10,65	118641,10	14540,72	8,15	Condition vérifiée

• **Sens transversal:**

W(KN)	L_y (m)	$L_y/2$ (m)	M_s (kn.m)	M_r (kn.m)	$M_s/M_r \geq 1,5$	Vérification
11140,01	8.90	4,45	49573,04	14739,17	3,36	Condition vérifiée

4.4. 5.Vérification de L'excentricité accidentelle

Dans cette analyse tri dimensionnelle l'excentricité accidentelle ,est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

± **0,05L**(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction .

Sens X : e accidentelle = 0,05 x L xi

Sens Y: e accidentelle =0,05 x Ly

Lx(m)	Ly(m)	ex1	ey1
21,30	8,90	1,06	0,44
21,30	8,90	1,06	0,44
21,30	8,90	1,06	0,44
21,30	8,90	1,06	0,44
21,30	8,90	1,06	0,44
21,30	8,90	1,06	0,44

Sens X:0,15xLxi

0,15×21,30 =3,19m ≥ ex0 Vérifier

Sens Y:0,15xLy

0,15×8,90 =1,33 m ≥ ey0Vérifier

Nom	G(x,y,z) [M]	R(x,y,z)[m]	15%Lx [m]	ex[m]	observation
Etage1	10,46 4,56 3,41	10,45 5,60 2,92	3,19	0,01	c.v
Etage2	10,45 4,58 6,71	10,45 5,62 3,36	3,19	0,00	c.v
Etage3	10,45 4,58 9,77	10,45 5,62 9,42	3,19	0,00	c.v
Etage4	10,45 4,58 12,8	10,45 5,62 12,4	3,19	0,00	c.v
Etage5	10,44 4,58 15,80	10,45 5,62 15,5	3,19	0,00	c.v
Etage6	10,45 4,71 18,7	10,45 5,51 18,6	3,19	0,00	c.v

Sens x

Nom	G(x,y,z) [M]	R(x,y,z)[m]	15%Ly [m]	ey [m]	observation
Etage1	10,46 4,56 3,41	10,45 5,60 2,92	1,33	1,03	c.v
Etage2	10,45 4,58 6,71	10,45 5,62 3,36	1,33	1,04	c.v
Etage3	10,45 4,58 9,77	10,45 5,62 9,42	1,33	1,04	c.v
Etage4	10,45 4,58 12,8	10,45 5,62 12,4	1,33	1,04	c.v
Etage5	10,44 4,58 15,80	10,45 5,62 15,5	1,33	1,04	c.v
Etage6	10,45 4,71 18,7	10,45 5,51 18,6	1,33	0,80	c.v

Sens Y

4.4.6 .Vérification spécifique sous sollicitations normales:

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{28}} \leq 0.30$$

Avec:

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 30x40

$N_d(N)$	821950
$B_c(mm^2)$	120000
$F_{c28}(MPa)$	25
v	0,27

$V = 0,27 < 0,3 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Chapitre 5

*Etude des éléments
structuraux*

1.Introduction

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ROBOT 2020**.

- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✓ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ✓ Les voiles

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

2.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS,

❖ Combinaisons de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- ✓ Effort normal.
- ✓ Effort tranchant.
- ✓ Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée avec un cas de fissuration jugé peu nuisible. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section entièrement comprimée **SEC**.
- ✓ Section entièrement tendue **SET**.
- ✓ Section partiellement comprimée **SPC**.

les combinaisons considérées pour les calculs sont :

Selon BAEL : ELU : $1.35G + 1.5Q$

Selon RPA 99 (situation accidentelle) : $Acc : G + Q \pm E$ et $Acc : 0.8G \pm E$

La section d'acier sera calculée pour les différentes combinaisons des efforts internes à

$$\text{savoir : } \left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \rightarrow A = \max(A_1, 2, 3) \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right.$$

2.1 - Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité par

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 0.4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 0.6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l'et h'

$$l' = 2h$$

$$h' = \max(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

h : Hauteur de la poutre.

b1 et h1 : La section du poteau considéré

he : Hauteur d'étage

• Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_T}{S_T} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{Avec :}$$

- V_u : effort tranchant de calcul.
- ht: hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec: λ_g élancement géométrique.

- A_t : armatures transversales.
- S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : \emptyset est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$$\emptyset l_{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset t$ minimums.

La quantité des armatures transversales minimale : Si $3 < \lambda_g < 5$ donc : $A_t / t b_1 \geq 0.5\%$

La quantité des armatures transversales minimale : Si $3 < \lambda_g < 5$ donc : $A_t / t b_1 \geq 0.5\%$

2.2. Calcul du ferrailage des poteaux

❖ Ferrailage longitudinal

Poteaux 30×40

Les sollicitations sur le poteau :

Poteaux 30×40	N(KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	1057.86	24.81	-9.55
ACC	-36.22	20.00	-10.18
ACC	195.62	75.94	20.30

Tableau 5.1: Les sollicitations sur le poteau 30×40

Donc A_s calculer par robot expert : $A_s \text{ cal} = (0.7+3) \times 2 = 7.40 \text{ cm}^2$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton = 9.80 cm^2
- $A_{max} = 0.4\%$ de la section de béton = 4.80 cm^2 (en zone courante).
- $A_{max} = 0.6\%$ de la section de béton = 7.80 cm^2 (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser

- 25cm en zone II

- $\Phi_{min} = 12 \text{ mm}$

$A_{u_{min}} = 0.8\% \times B = 9.80 \text{ cm}^2$ on pondre : $A_s = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10.40 \text{ cm}^2$

❖ 2.2.2 Ferrailage transversale

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$\emptyset t < \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset 1) = \min (1.14 ; 3 ; 1.4) \Rightarrow \emptyset t < 1.14 \text{ cm}$ on adopter $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale : $t \leq \min (10 \varnothing_{l_{min}}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min (10 \times 12, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$

En zone courante : $t \leq 15 \varnothing_{l_{min}} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale.

t = 20 cm dans la zone courant.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_{t_{min}}$ minimums.

$10 \varnothing_t = 10 \times 1.4 = 14 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 14 cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \varnothing$:

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 56 \text{ cm}$

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 48 \text{ cm}$

2.3. Schémas de ferrailage

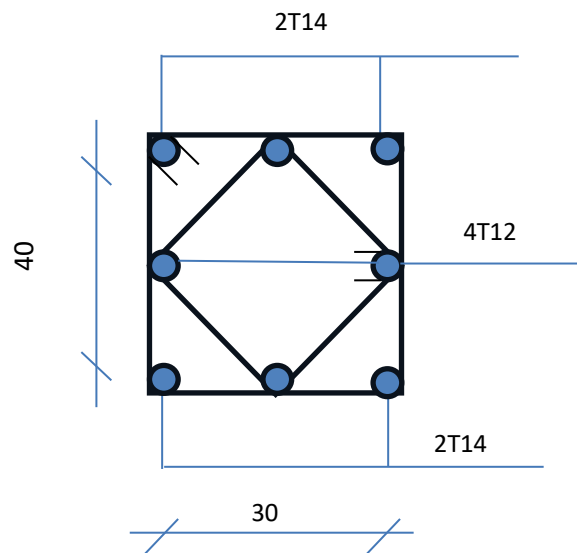


Figure 5.1 : Coupe de ferrailage des poteaux

3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

Moment fléchissant.

Effort tranchant.

Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELUR, car la fissuration est jugée peu nuisible. Et la vérification à ELS.

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

✓ Situation durable selon **CBA (1.35G+1.5Q)** : pour déterminer le moment Max en travée.

✓ Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q±E ; 0.8G±E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

3.1 Recommandations

• Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de:

✓ 4% en zone courante.

✓ 6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone IIa .

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

• Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est de:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de:

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right) \text{ En zone nodale}$$

$$S_t < \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale}$$

Avec:

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

3.2. L'étude des Poutres principales :

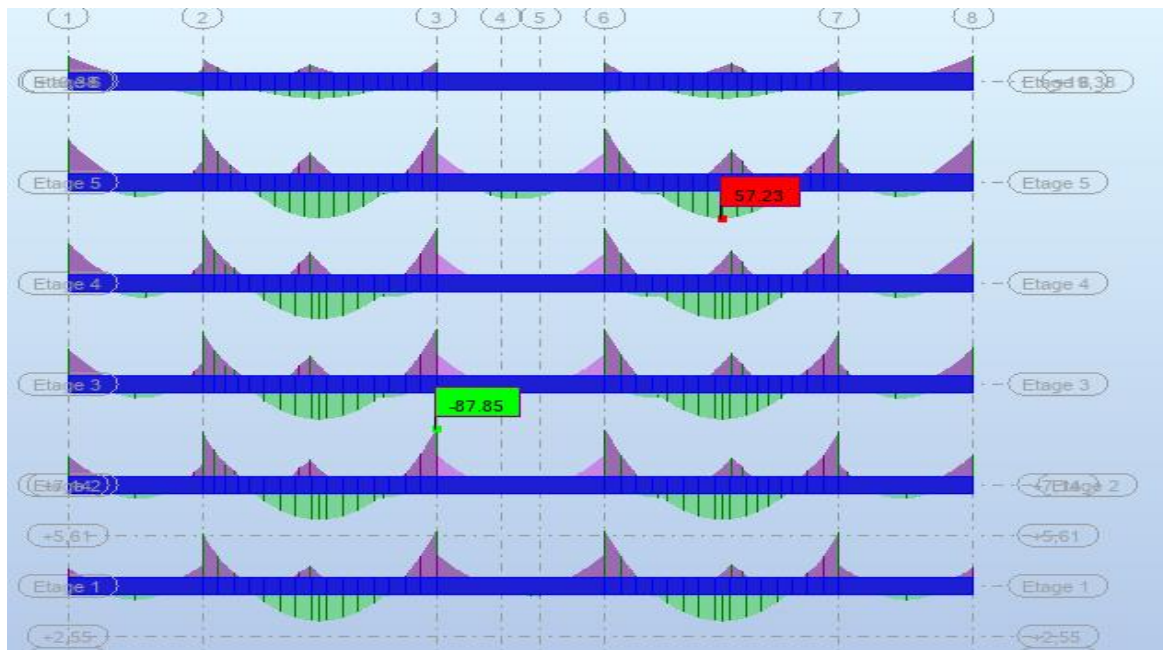


Figure 5-2 : moments max a ELU des poutres principales

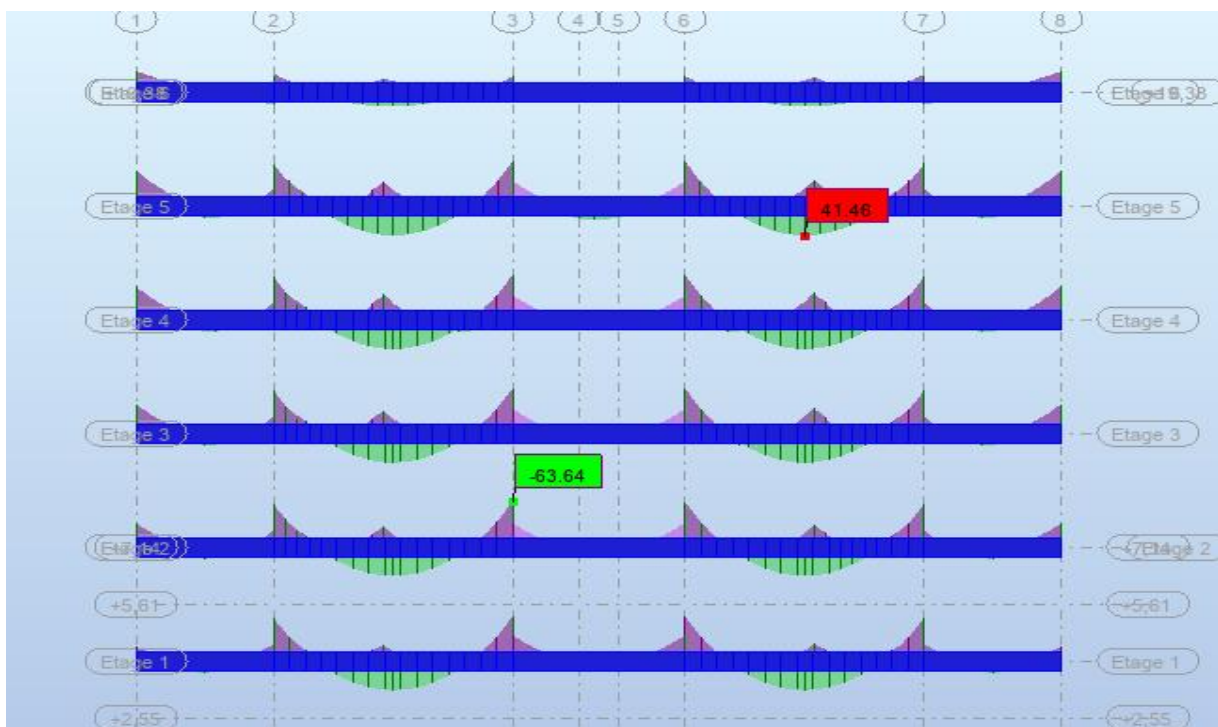


Figure 5-3 : moments max a ELS des poutres principales

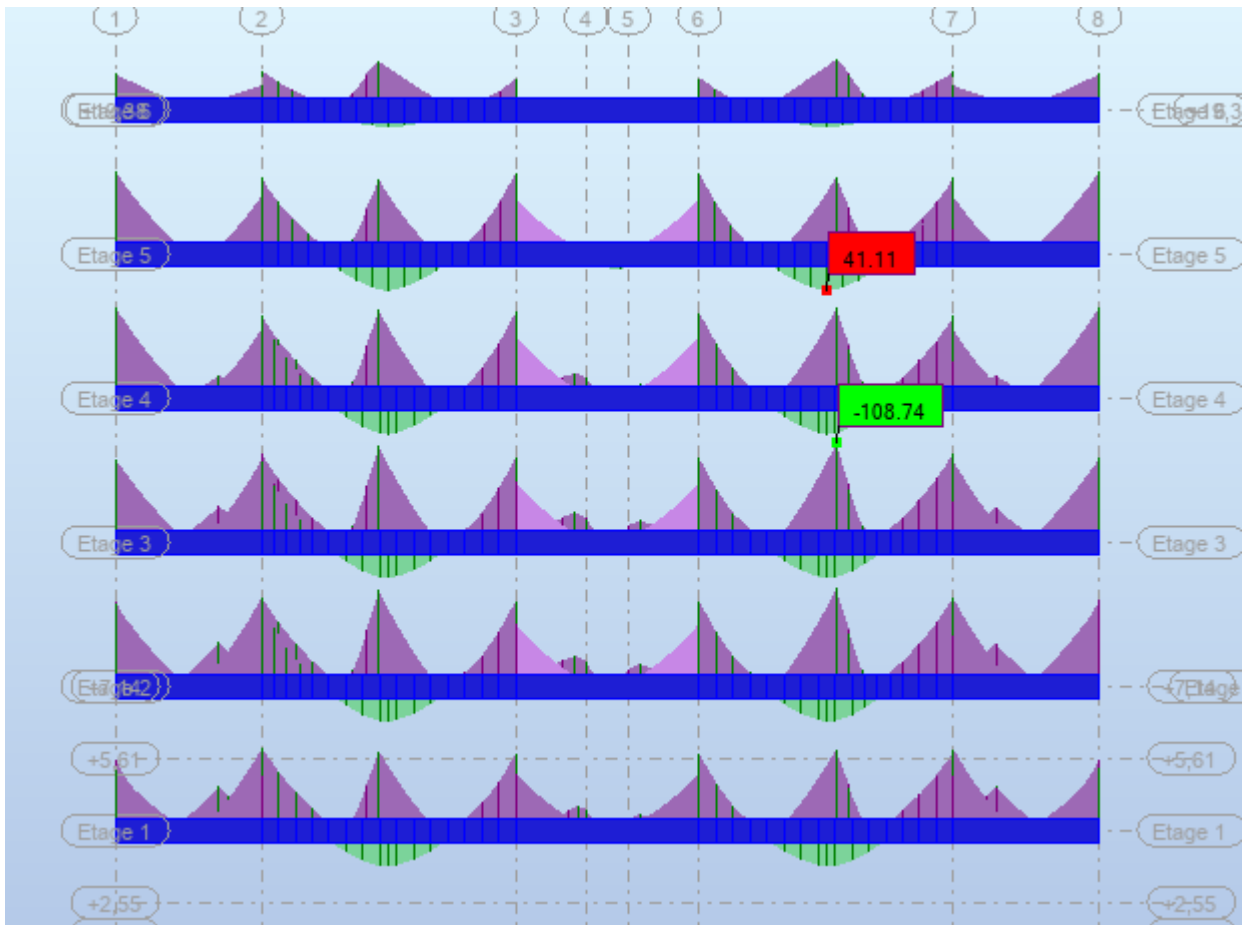


Figure 5-4 : moments max a ACC des poutres principales

Section (cm ²)	type	M (kn.m)			A (cm ²)	A adopte (cm ²)	N ^{bre} de barre
		ELU	ELS	ACC			
30×50	appuis	-87.85	- 63.64	-108.74	8.90	11.40	6HA12 + 3HA14
	travée	57.23	41.46	67.60	7.60	8.36	6HA12 + 2HA10

-Tableau 5-2 : Ferrailages des poutres principales

❖ **Ferrailage en appuis** : Calcul par robot expert

$$A_{s\text{ cal}} = 8.90\text{cm}^2$$

✓ **Calcul ferrailage longitudinal**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$$h=0.50\text{m} , b=0.30\text{m} , d=0.9h=0.45\text{m} , F_{c28}=25\text{MPa} , F_{t28}=2.1\text{MPa}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min}=0.23 \times b \times d \times Ft_{28} Fe = 0.23 \times 30 \times 45 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{scal} = 8.90 \text{ cm}^2 \text{ (cv)}$$

✓ **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{CBA \text{ min}} = 0.001 \times b \times h = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA \text{ min}} > 0.5\% \times b \times h = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{CBA} ; A_{RPA}) \Rightarrow A = 8.90 \text{ cm}^2$$

On adopté : **3HA12+3HA14+3HA12=11.40cm²**

❖ **Ferrailage en traves :** Calcul par robot expert

$$A_{scal} = 7.60 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min}=0.23 \times b \times d \times Ft_{28} Fe = 0.23 \times 30 \times 40 \times 2.1 / 400 = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{scal} = 7.60 \text{ cm}^2 \text{ (cv)}$$

✓ **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{Cba \text{ min}} = 0.001 \times b \times h = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{Rpa \text{ min}} > 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}; A_{Cba} ; A_{Rpa}) \Rightarrow A = 7.60 \text{ cm}^2$$

On adopté : **3HA12+3HA12+2HA10=8.36cm²**

❖ **Les longueurs de recouvrent**

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone de recouvrement

\emptyset : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

❖ **Les armatures transversales**

$$\emptyset \leq \min (\emptyset l; h/35 ; b/10) \Rightarrow \emptyset \leq \min (1.6; 50/35 ; 30/10) = 1.42 \text{ cm}$$

Donc en prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Zone nodale : $S_t \leq \min (12\emptyset l; \frac{h}{4}; 30) = 10 \text{ cm}$, soit $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courant : $\leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$; soit $S_t = 20 \text{ cm}$

3.3. L'étude des Poutres secondaires :

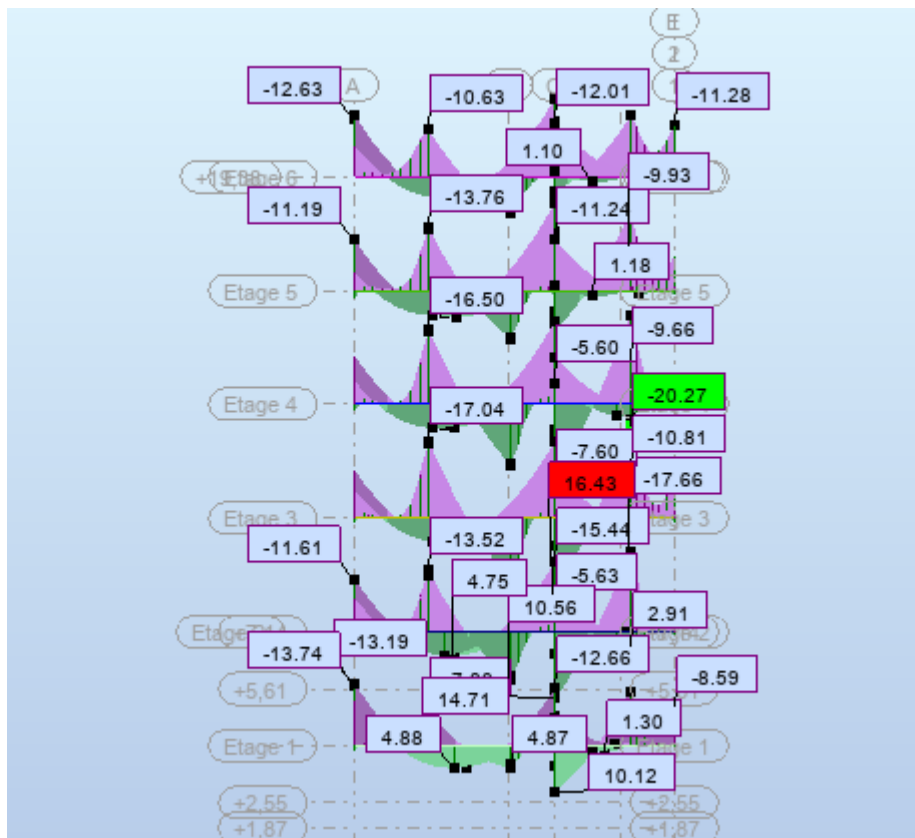


Figure 5-5 : moments max a ELU des poutres secondaires

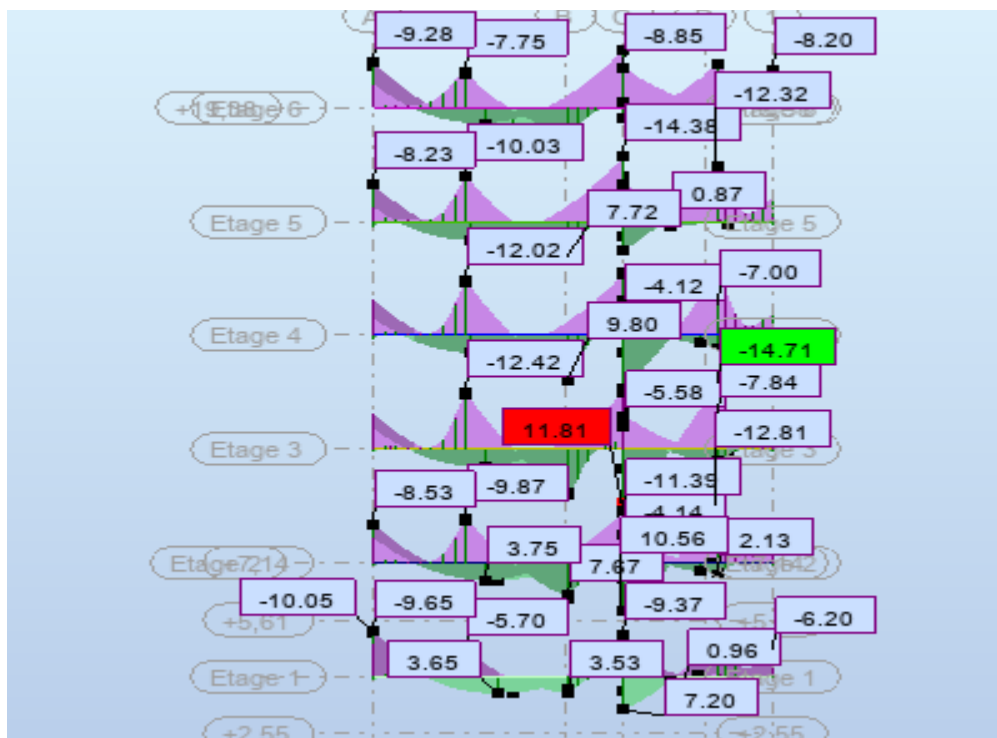


Figure 5-6 : moments max a ELS des poutres secondaires

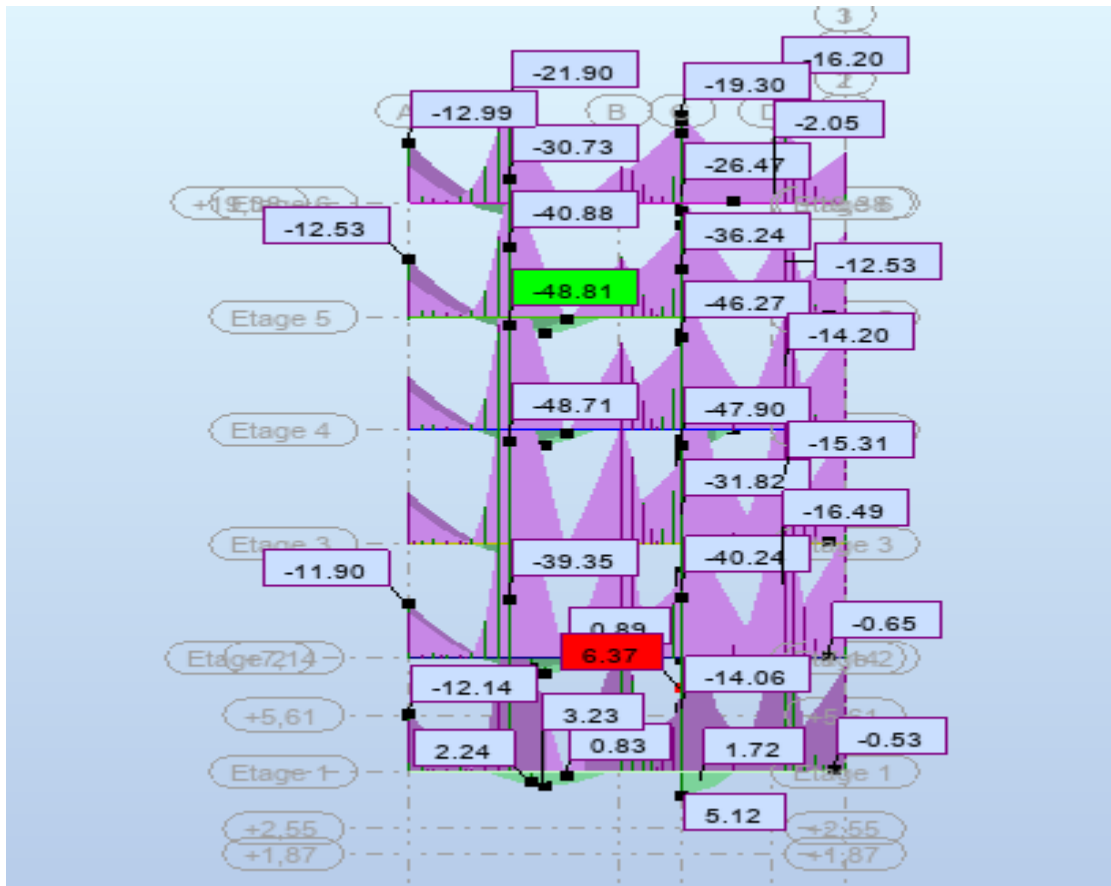


Figure 5-7: moments max a ACC des poutres secondaires

Section (cm ²)	type	M (kn.m)			A (cm ²)	A adopte (cm ²)	N ^{bre} de barre
		ELU	ELS	ACC			
30×50	appuis	-20.27	- 14.71	- 48.81	3.90	8.01	3HA12 + 3HA14
	travée	16.43	11.83	6.37	1.70	6.79	3HA12 + 3HA12

-Tableau 5-3 :Ferrailages des poutres secondaires

❖ Ferrailage en appuis : Calculer par robot expert

$$A_{scal} = 3.40 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$$h = 0.50 \text{ m}, b = 0.30 \text{ m}, d = 0.9h = 0.45 \text{ m}, F_{c28} = 25 \text{ MPA}, F_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times F_{t28} \times F_e / 400 = 0.23 \times 30 \times 45 \times 2.1 / 400 = 1.42 \text{ cm}^2 < A_{scal} = 3.40 \text{ cm}^2 \text{ (cv)}$$

✓ Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{CBA \text{ min}} = 0.001 \times b \times h = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA \text{ min}} > 0.5\% \times b \times h = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{CBA} ; A_{RPA}) \Rightarrow A = 7.50 \text{ cm}^2$$

On adopté : **3HA12+3HA14=8.01 cm²**

❖ Ferrailage en traves : Calcul par robot expert

$$A_{s \text{ cal}} = 1.70 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times F_{t28} F_e = 0.23 \times 30 \times 40 \times 2.1 / 400 = 1.42 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} = 1.70 \text{ cm}^2 \text{ (cv)}$$

✓ Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{\text{cba min}} = 0.001 \times b \times h = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Rpa min}} > 0.5\% \times b \times h = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{\text{cba}} ; A_{\text{rpa}}) \Rightarrow A = 6.00 \text{ cm}^2$$

On adopté : **3HA12+3HA12=6.79 cm²**

* Schémas de ferrailage des poutres

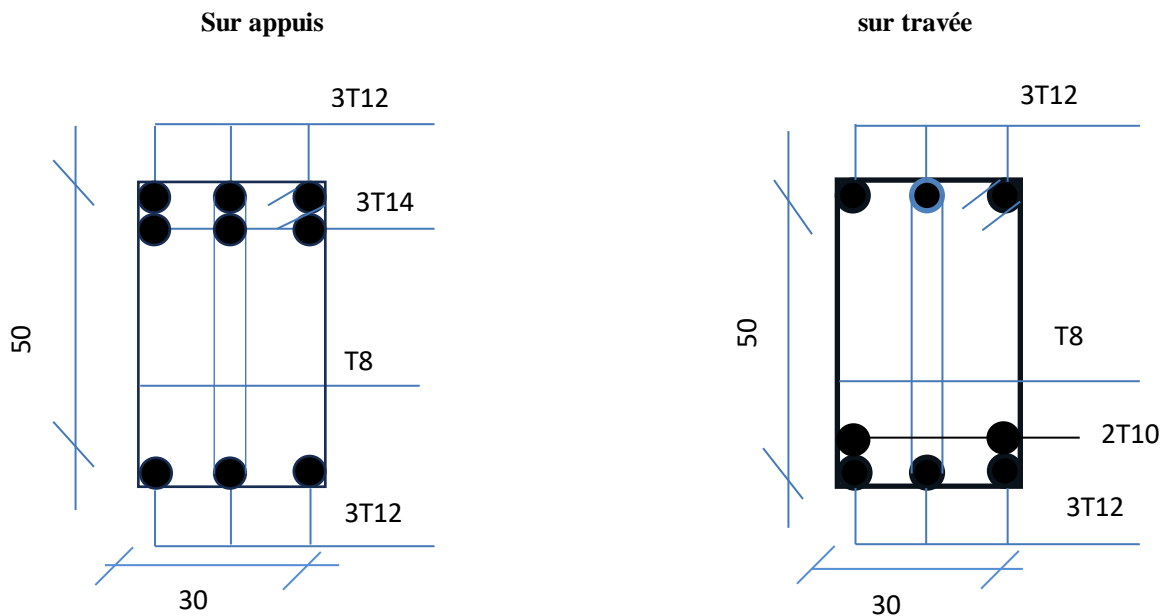


Figure 5.8 : Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée

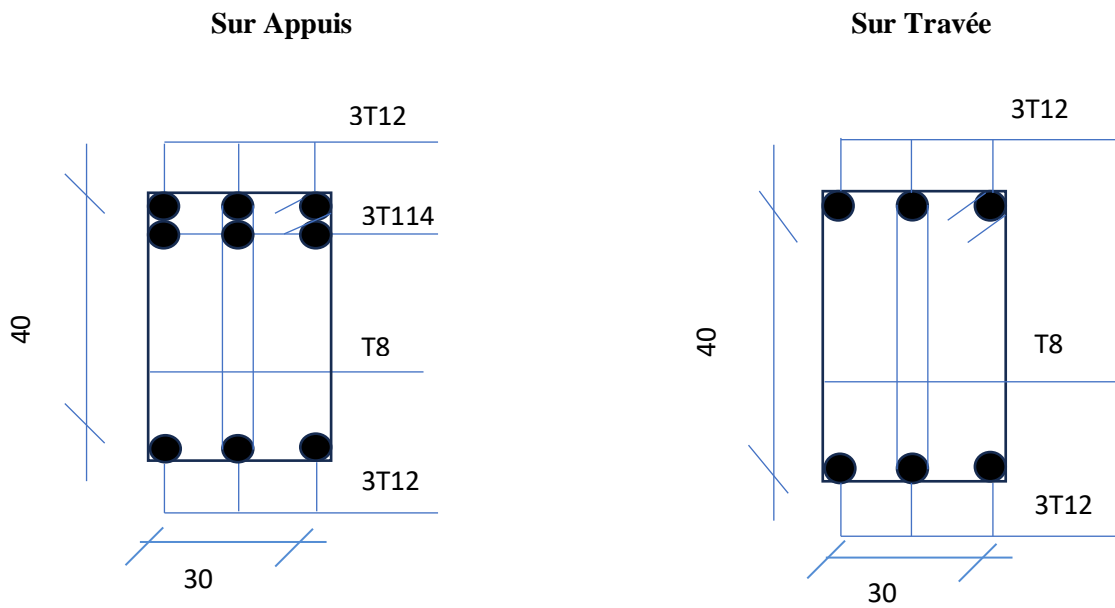


Figure 5.9: Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travée.

4. Ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

Selon BAEL : ELU : $1.35G + 1.5Q$

Selon RPA 99 (situation accidentelle) : $Acc : G + Q \pm E$ et $Acc : 0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \rightarrow A = \max (A_1, 2, 3)$$

4.1. Recommandation

❖ Armatures verticales

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée.

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

❖ Armatures Horizontal

Même que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de RPA99.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

❖ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2

❖ Règles communes [RPA ver 2003 ART.7.7.4.3]

-L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S < 1.5e$$

Article 7.7.4.3 RPA

$$S < 30\text{cm}$$

e : épaisseur du voile

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au mètre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de là l'épaisseur du voile.

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles

➤ Le ferrailage se fera sur une bande verticale de largeur $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3} \right)$

Avec :

l' : étant la longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de niveau.

4.2. Sollicitations maximales dans le voile

Niveau RDC			
sens	V_x	V_y	
Voile	V1	V2	V3
L(m)	2.50	2.00	1.20
e (m)	0.20	0.20	0.20
M(KN.m)	1176.35	304.80	173.17
N(KN)	- 451.54	203.40	- 69.22
V(KN)	432	327	68.98

Tableau 5.4: les sollicitations des voiles

4.3. Calcul du ferrailage et de vérifications

On opte pour le calcul d'un seul voile de la première proposition selon le sens X-X au niveau RDC, et le reste de même voile au deux sens aux autres propositions seront récapitulés dans un tableau récapitulatif :

❖ Armatures verticales

$$M_{max}=1176.35 \text{ KN.m} \quad N_{max} = - 451.54 \text{ KN} \quad V_{max}=432 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } h=4.08\text{m} \quad L=2.50\text{m} \quad b = 0.20\text{m} \quad d'= 0.03\text{m} \quad d=0.17\text{m}$$

❖ **Calcul de ferrailage**

La répartition des contraintes dans la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \text{ avec} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} B=e \times h \\ V=0.5l \\ I=e \times h^3 / 12 \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} B=0.2 \times 2.50 = 0.50 \text{ m}^2 \\ V=0.5 \times 2.50 = 1.25 \text{ m} \\ I=0.2 \times 2.50^3 / 12 = 0.26 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{-451.54}{0.50} + \frac{1176.35}{0.26} \times 1.25 = 4.75 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{-451.54}{0.50} - \frac{1176.35}{0.26} \times 1.25 = -6.55 \text{ MPA}$$

• **Diagramme des contraintes :**

$$L_c = l \times \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right); L_t = l - L_c$$

$$L_c = 2.50 \times \left(\frac{4.75}{4.75 + 6.55} \right) = 1.05 \text{ m} \quad ; L_t = l - L_c = 1.45 \text{ m}$$

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{6.55 \times 200}{2} \times 1450 = 949750 \text{ N} \quad ; \quad A_s = T / f_{su} = 949750 / 400 = 23.74 \text{ cm}^2$$

-Selon le RPA99 version 2003 : $A_{RPA} = 0.20\% B = 0,2\% \times 20 \times 145 = 5.80 \text{ cm}^2$

$$A_s' = \frac{A_s \times L}{L^t} = \frac{23.74 \times 250}{1450} = 4.09 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL91 : $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 20 \times 145 = 4.35 \text{ cm}^2$

Donc : $A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 23.74 \text{ cm}^2$.

On adopte **8HA 14 +8HA 14 /2face = 24.63 cm²**

-Espacement des barres verticales $e \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = \min (30 \text{ cm} ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

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

❖ **Armatures horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}; \text{ avec } A_{\min h} = 0.15\% (e \times S_t)$$

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 \frac{V}{d.b_0} = 1.40 \times \frac{432 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.67} = 0.82 \text{ MPa}$

Vérifier la condition suivante $\tau_u=0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u=0.2f_{c28}=5 \text{ MPa} \dots\dots CV$

- Espacement des barres horizontales $e \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = \min (30 \text{ cm} ; 30\text{cm}) =20 \text{ cm}$

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

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times St}{0.8 \times f_e} ; \frac{0.82 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 1.025 \text{ cm}^2$$

$$A_{minh} = 0.15\% (e \times st) = 0.6 \text{ cm}^2$$

On adopte **10HA8 /2face = 5.03 cm² ⇒ 5HA8 /face**

4.4. Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage vertical

Les résultats du ferrailage vertical de même voile selon les deux sens (x-x et y-y) en différents. niveaux (de RDC jusqu’au dernier niveau) dans les tableaux ci-dessous :

Niveau RDC			
sens	Vx	Vy	
Voile	V1	V2	V3
Ascalcul (cm²)	23.74	1.33	6.18
L_t(m)	1.45	0.62	0.66
As' calcul (cm²)	4.09	0.42	1.12
A_{min}(cm²)	4.35	1.86	1.98
ARPA(cm²)	5.80	2.48	2.64
A_{adop}(cm²)	24.63	5.03	7.85
description Des barres	8HA14+8HA14/2face	5HA8+5 HA8 /2face	5HA10+5 HA10/2face

Tableau 5.5 : ferrailage des voiles

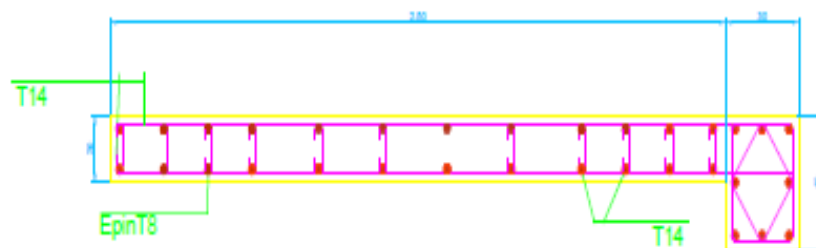


Figure 5.10: schéma de ferrailage de voile

Chapitre 6
Etude De Fondations

1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas dessemelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1**) :

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

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

4. Choix du type de fondation

Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure on détermine les surfaces des fondations des éléments de structure en tant que semelles isolées, pour les poteaux et semelles continues pour les voiles. si la surface totale de l'ensemble des semelles est importante (environ supérieur à 50% de la surface d'emprise) on peut estimer qu'économiquement il est préférable d'adopter des semelles filantes ou si le système de fondation (isolées sous poteaux et continues sous voiles) n'est pas homogène et avec superficie plus grande pour les semelles sous voiles on peut homogénéiser le système et adopter semelles filantes pour

l'ensemble. de ce fait on adopte un système homogène semelle filantes. La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{12337,45}{200} = 61.69m^2$

Avec : $N =$ L'effort normal agissant sur la semelle

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2bar = 200KN/m^2$$

Surface totale du bâtiment : $179.74 m^2$

Surface totale de la semelle : $61.69 m^2$

$$S_s / S_b = 0,34 < 0.50$$

On n'a pas de chevauchement entre les semelles ,donc on adapte un système de semelle isolé +filante comme un système de fondation

4.1. Vérification de la semelle filante

Contrainte admissible : la contrainte admissible donnée par le laboratoire de sol est :

$$\sigma_s = 2,00 \text{ bars}$$

On a choisi de calculer les semelles filantes sous le système poteaux les plus chargé (poteau Centrale) et sous le voile le plus chargé, d'analyser les résultats et d'homogénéiser les Dimensions et le ferrailage pour l'ensemble du système.

4.1.1. Etude du Semelle filante sous voiles et poteaux sens Y-Y

❖ Dimensionnement géométriques

Calcul de la largeur de la semelle a L'ELS :

$$N_t = \sum N_i = 1414,85KN$$

$$B \geq \frac{\sum N_{ELS}}{\sigma_{sol} \times L_y} = \frac{1414,85}{200 \times 9.6} = 0.82m \Rightarrow B = 2m$$

❖ Condition de non poinçonnement

Calcul de la hauteur de la semelle

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{2 - 0.40}{4} = 0.40 \Rightarrow d \geq 0.45 m$$

On propose $d = 0.45 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 0.05 = 0,50m$

Vérification au non poinçonnement	
$Q_u \leq \frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b}$	
$P_u(KN)$	245,90
$a (m)$	0,30
$b (m)$	0,40
$h (m)$	1.00
$U_c (m)$	5.40
Condition vérifiée	

Avec

P_u : la charge a L'ELU

a, b : dimension des poteau

h : hauteur de libage

U_c : $2 \times (a+h) + 2(b+h)$

❖ Flexion longitudinale Sens YY

On présente 2 types de modèle de calcul :

Poutre considéré comme très rigide

Poutre continue sur sol élastique, tient compte de l'interaction sol structure

a) Modèle Poutre considéré comme très rigide

Condition de rigidité : $L_e = \sqrt[4]{4EI/KA}$ (3)

E : module d'élasticité du béton ($E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2$ MPa).

K: coefficient de raideur du sol ($K = 40$ MN/m) pour sole moyen

I : moment d'inertie de la semelle = $0,034719 m^4$

A : la largeur de la semelle est de 2m d'où

L_{max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux est de **5.40** m d'où

✓ Si : $L_{max} \leq L_e \pi/2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.

✓ Si: $L_{max} > L_e \pi/2$ la fondation filante est étudiée comme semelle sur sol élastique avec interaction sol structure. (des méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi ; Flamant et Westergaard

$$L_e = \sqrt[4]{4EI/KA} = \sqrt[4]{4 \times 32164,2 \times 0,096 / 40 \times 2} = 3.52m$$

$L_e (\pi/2) = 5.17m < L_{max} = 5.4m \Rightarrow$ Poutre continue sur sol élastique

$l/9 < h < l/6 =$ on prend **h = 1 m.**

Vérification des contraintes du sol "Sens Longitudinal"						
	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	Diagramme des contrainte	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	2629,67	589,38	22,41	e < L/6 => Diagramme trapèzoidal	1,65	OK
ELS	2116,29	430,96	20,36	e < L/6 => Diagramme trapèzoidal	1,32	OK

Vérification des contraintes :

Vérification des contraintes du sol "Sens Transversal"						
	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	Diagramme des contrainte	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	2629,67	11,30	0,43	e < B/6 => Diagramme trapèzoidal	1,54	OK
ELS	2116,29	8,20	0,39	e < B/6 => Diagramme trapèzoidal	1,24	OK

• **Calcul de ferrailage de la semelle**

Longitudinal : $N = \sum N_i / L_y$

$$\begin{cases} A = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times (f_e / \gamma_s)} \\ A' = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times (f_e / \gamma_s)} \end{cases}$$

Ferrailage de la semelle		
	Section théorique	Choix des armatures
As/B (cm ²)	3,32	6T12 esp20cm
As/L (cm ²)	0,83	5T8 esp25cm

b) Modèle Poutre continue sur sol élastique

Le calcul est fait par le logiciel de calcul des ouvrages courants en béton armé

Calcul des efforts internes Les résultats sont tirés directement du logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de libage

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en prenant en considération les moments en travée et en appuis les plus défavorables

section de (40*100) cm²

	Moment (KN.m)			As (cm ²)	As rpa (cm ²)	Choix des armatures (cm ²)
	E.L.U	E.L.S	A.C.C			
Travée	5.33	3.95	3.95	3	20	3HA25+2HA20=21.01cm ²
Appuis	2.66	1.97	1.97	3	20	3HA25+2HA20=21.01cm ²

Tableau 6.1. Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de libage pour semelle filante Sens YY

Les armatures de répartition :

$$\varnothing t \leq \min (h/35 ; \varnothing l ; b/10) = \min (28.57 ; 20 ; 70) = 20 \text{ mm} \rightarrow \varnothing t = 10 \text{ mm}$$

$$St \leq \min (h/4 ; 12\varnothing l) = \min (25 ; 24) = 25 \text{ cm} , St = 20 \text{ cm}$$

4.1.2. Etude du Semelle filante sens X-X

❖ **Dimensionnement géométriques**

Calcul de la largeur de la semelle a L'ELS

$N_t = \sum N_i = 1772,70 \text{KN}$

$$B \geq \frac{\sum N_{ELS}}{\sigma_{sol} \times L_y} = \frac{1772,70}{200 \times 6.4} = 1.38 \text{m} \Rightarrow B = 3 \text{m}$$

❖ **Condition de non poinçonnement**

Calcul de la hauteur de la semelle

$$d \geq \frac{B - a}{4} = \frac{2 - 0.3}{4} = 0.425 \Rightarrow d \geq 0.55 \text{ m}$$

On propose $d = 0.55 \text{ m} \Rightarrow h = d + 0.05 = 0.55 + 0.05 = 0,6 \text{ m}$

Vérification au non poinçonnement	
$Q_u \leq \frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b}$	
<i>Pu(KN)</i>	627,49
<i>a (m)</i>	0,30
<i>b (m)</i>	0,40
<i>h (m)</i>	1,00
<i>Uc (m)</i>	5,4
Condition vérifiée	

❖ **Flexion longitudinale Sens XX**

On présente 2 types de modèle de calcul :

Poutre considéré comme très rigide

Poutre continue sur sol élastique, tient compte de l'interaction sol structure

a) Modèle Poutre considéré comme très rigide

Condition de rigidité : $L_e = \sqrt[4]{4EI/KA}$ (3)

E : module d'élasticité du béton ($E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$).

K: coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}$) pour sole moyen

I : moment d'inertie de la semelle = $0,110141176 \text{ m}^4$

A : la largeur de la semelle est de 2 m d'où

L_{max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux est de **5.40 m** d'où

✓ Si : $L_{max} \leq L_e \pi/2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.

✓ Si : $L_{max} > L_e \pi/2$ la fondation filante est étudiée comme semelle sur sol élastique avec interaction sol structure. (des méthodes sont proposées mais dont le principe est le

même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi ; Flamant et Westergaard

$$L_e = \sqrt[4]{4EI/KA} = \sqrt[4]{4 \times 32164,2 \times 0,110141176 / 40 \times 3} = 3.29m$$

$L_e (\pi/2) = 5.17 m < L_{max} = 6 m \Rightarrow$ Poutre continue sur sol élastique

$l/9 < h < l/6 =$ on prend $h = 1 m$.

Vérification des contraintes du sol "Sens Longitudinal"						
	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	Diagramme des contrainte	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	3124,13	1356,08	43,41	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapèzoidal	2,39	OK
ELS	2465,41	992,56	40,26	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapèzoidal	1,86	OK
Vérification des contraintes du sol "Sens Transversal"						
	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	Diagramme des contrainte	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	3124,13	1,55	0,05	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapèzoidal	1,93	OK
ELS	2465,41	1,15	0,05	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapèzoidal	1,52	OK

• Vérification des contraintes :

Calcul de ferrailage de la semelle

Longitudinal : $N = \Sigma N_i / L_y$

$$\begin{cases} A = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times (f_e / \gamma_s)} \\ A' = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times (f_e / \gamma_s)} \end{cases}$$

Ferrailage de la semelle		
	Section théorique	Choix des armatures
As/B (cm ²)	8,32	7T12 esp15cm
As/L (cm ²)	2,08	5T8 esp25cm

b) Modèle Poutre continue sur sol élastique

Le calcul est fait par le logiciel de calcul des ouvrages courants en béton armé

Calcul des efforts internes Les résultats sont tirés directement du logiciel Auto-desk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de libage

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en prenant en considération les moments en travée et en appuis les plus défavorables

Avec section de (30*100) cm²

	Moment (KN.m)			As (cm ²)	As rpa (cm ²)	Choix des armatures (cm ²)
	E.L.U	E.L.S	A.C.C			
Travée	6.88	5.09	5.09	4	15	3HA25+2HA20=21.01
Appuis	3.43	2.54	2.54	4	15	3HA25+2HA20=21.01

Tableau 6.2. Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de libage pour semelle filante Sens XX

Les armatures de répartition :

$$\varnothing t \leq \min (h/35 ; \varnothing l ; b/10) = \min (28.57 ; 25 ; 70) = 25 \text{ mm} \rightarrow \varnothing t = 10 \text{ mm}$$

$$St \leq \min (h/4 ; 12\varnothing l) = \min (25 ; 24) = 30 \text{ cm} , St = 20 \text{ cm}$$

4.1.3. Schémas de ferrailage des semelles filantes

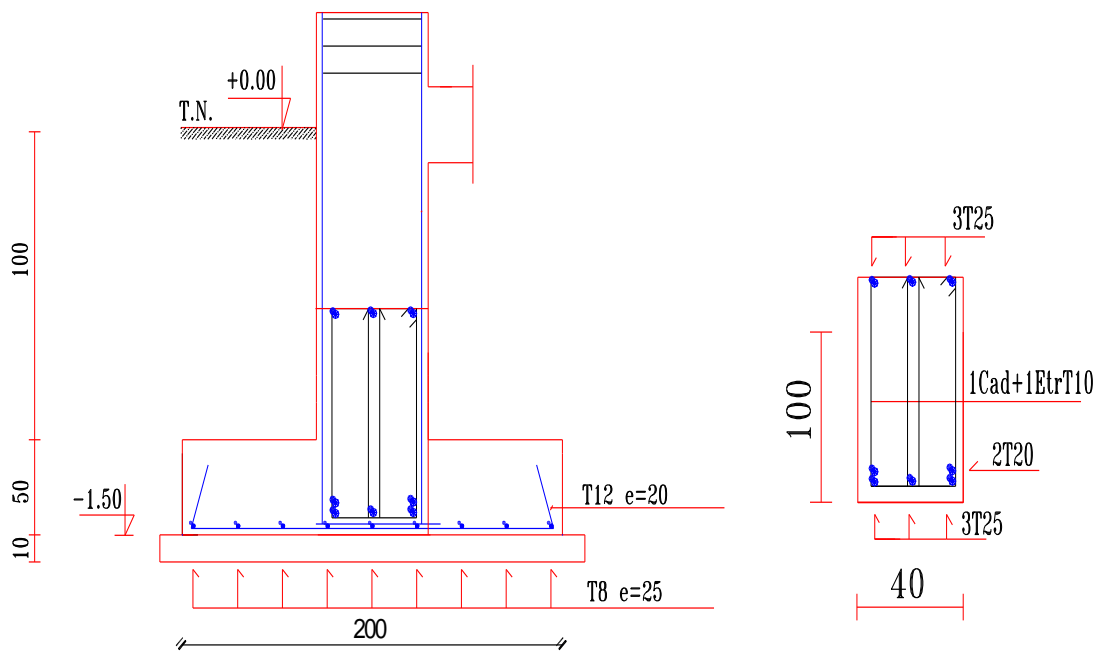


Figure 6.1. Schéma de ferrailage des semelles filantes appui Y-Y

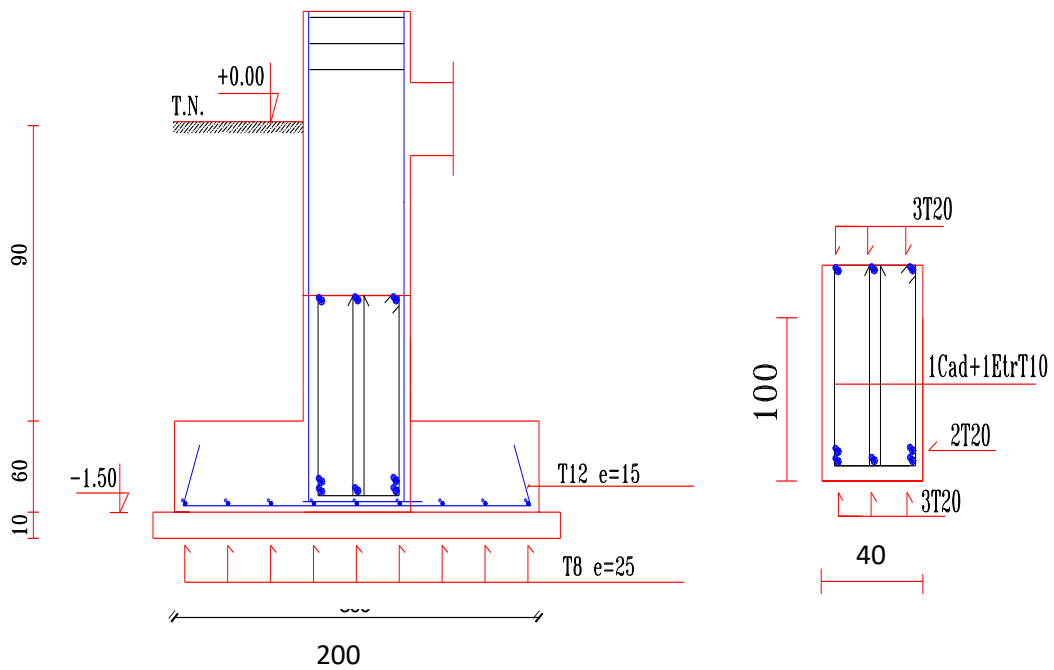


Figure 6.2. Schéma de ferrailage des semelles filantes travier Y-Y

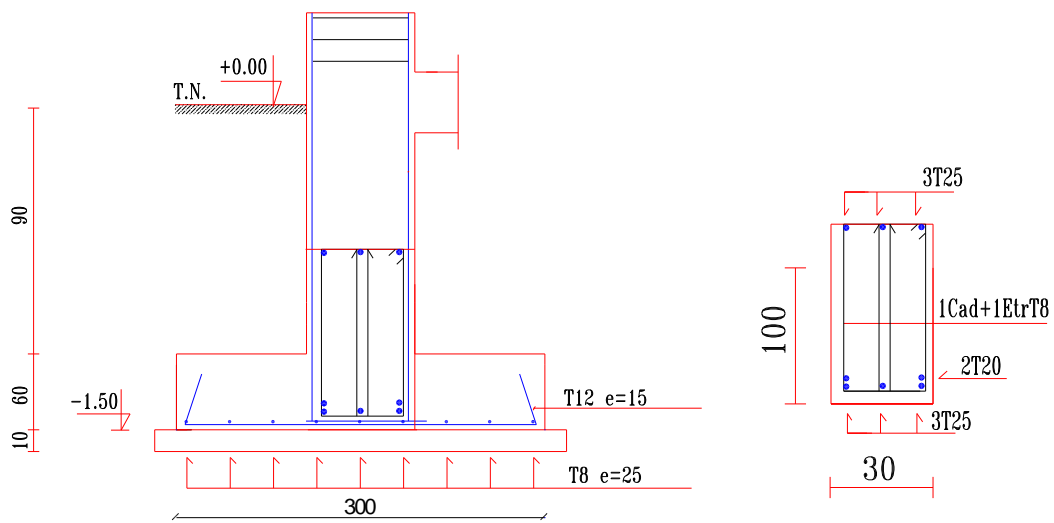


Figure 6.3. Schéma de ferrailage des semelles filantes appui X-X

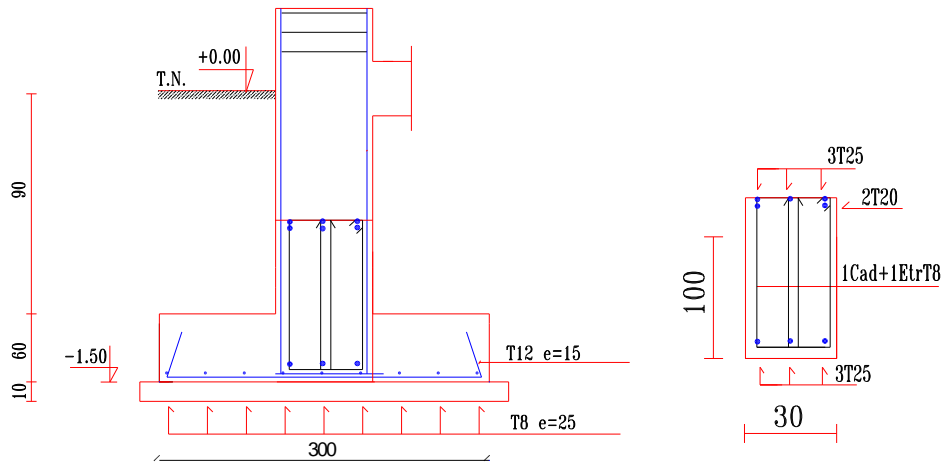


Figure 6.4. Schéma de ferrailage des semelles filantes travier X-X

4.2. Les semelles isolés

- Dimensions

$a=30\text{cm}$ $b=40\text{cm}$

$$A \geq \sqrt{\frac{pu}{\bar{\sigma}_{sol}}} \times \frac{a}{b} = \sqrt{\frac{769,46 \times 10^{-3}}{0.2}} \times \frac{0.3}{0.4} = 1.69\text{m}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{pu}{\bar{\sigma}_{sol}}} \times \frac{b}{a} = \sqrt{\frac{769,46 \times 10^{-3}}{0.2}} \times \frac{0.4}{0.3} = 2.26\text{m}$$

On prend : **A = 1.80 m** et **B = 2.30m.**

La hauteur :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{230 - 40}{4} \leq d \leq 180 - 30 \quad \rightarrow \quad 47.5 \leq d \leq 150$$

Donc on prend $d = 50 + 5 = 55\text{cm}$

- Choisir choisissez le diamètre d'armature

$$35.3\phi \leq B/4$$

$$\phi \leq \frac{B}{4 \times 35.3} \quad \rightarrow \quad \phi \leq \frac{230}{4 \times 35.3} \rightarrow \phi \leq 1.62\text{cm}$$

Donc $\phi = 14\text{mm}$

- Espacement e :

$$e \geq \max \begin{cases} 15\text{cm} \\ 6\phi + 6 \text{ crochet} \\ 12\phi + 6 \text{ sant crochet} \end{cases}$$

$$e \geq \max \left\{ \frac{15}{12\phi + 6} \rightarrow e \geq \max \left\{ \frac{15}{20.84} \right. \right.$$

donc $e > 21\text{cm}$.

- calcul section des armatures :

Avec fissuration peu préjudiciable

$$A_a = \frac{pu \times (A-a)}{8d \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1057,86 \times 10^3 (1.80 - 0.3)}{8 \times 0.55 \times 400}$$

$$A_a = 9.02\text{cm}^2$$

Donc on prend $7\phi 14 = 10.78\text{cm}^2$ avec Espacement de $e_p = 28\text{cm}$.

$$A_b = \frac{pu \times (B-b)}{8d \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1057,86 \times 10^3 (2.30 - 0.4)}{8 \times 0.55 \times 400}$$

$$A_b = 11.42\text{cm}^2$$

Donc on prend $9\phi 14 = 13.85\text{cm}^2$ avec Espacement de $e_p = 28\text{cm}$.

4.2.1. Schémas de ferrailage des semelles isolé :

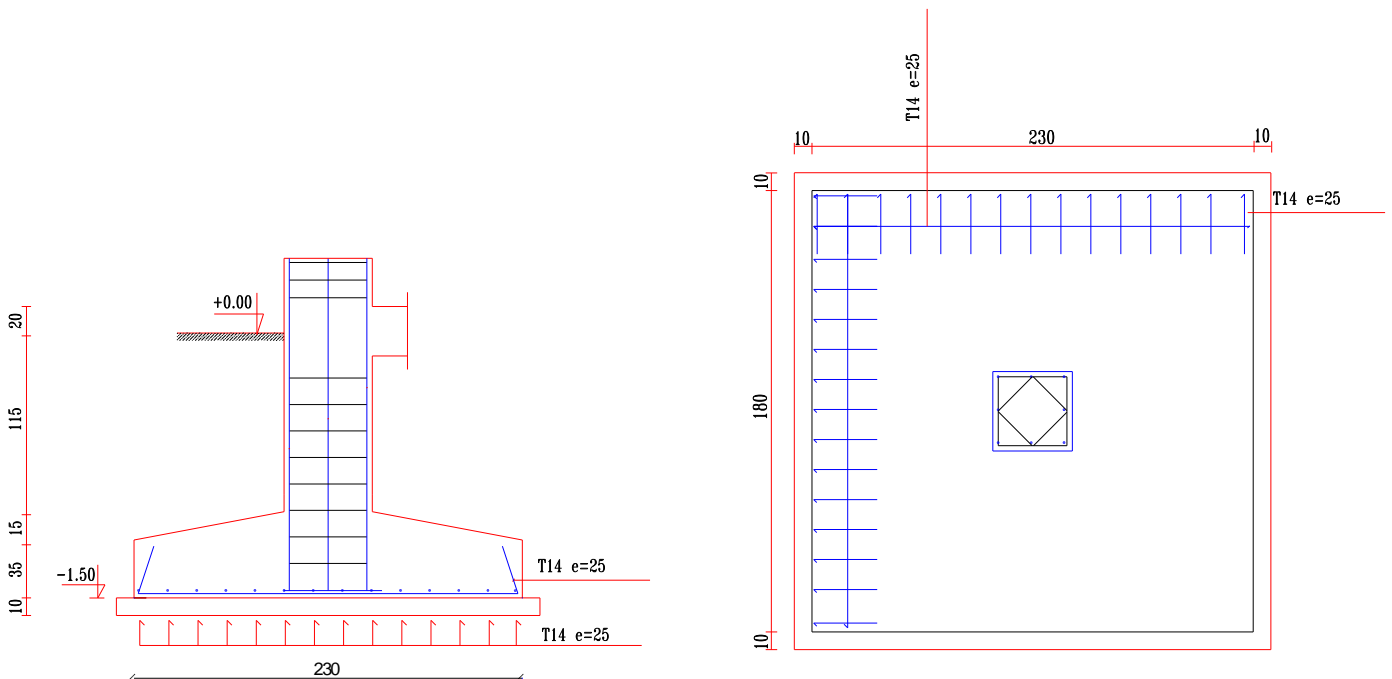


Figure 6.5. Schéma de ferrailage des semelles isolent

5. La longrine

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$.

5.1. Dimensionnement de la longrine

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimale de la section transversale des longrines sont : Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (25x30) cm²

5.2. Ferrailage de la longrine :

❖ Longitudinale

$$F = (N/\alpha) \geq 20 \text{KN}..$$

Avec :

N:égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α :coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Pour notre cas : $N = 821,97 \text{ KN}$

Zone IIa ; S 3 $\rightarrow \alpha = 20$

$$F = 821,97/15 = 54.80 \text{KN} \quad \rightarrow \quad C.V$$

$$A = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{54.80 \times 10}{348} = 1.57 \text{cm}^2$$

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{cm}^2$$

➤ Le choix : **6HA12** ($A = 6,79 \text{cm}^2$)

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times F_t / 28 \times F_e / 400$$

$$A_s = A = 6,79 \text{cm}^2 \geq 0.23 \times 25 \times 27 \times (2.1/400) = 0.81 \text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad C.V$$

❖ Armatures transversales

Espacement : $St < \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 27 \text{ cm} \rightarrow$ Soit : $St = 15 \text{cm}$.

Calcul de la section minimale : $At \geq 0.4 \times b \times St / f_e = 0.4 \times 25 \times 15 / 400$

Donc on adopte $At = 0.37 \text{cm}^2 \rightarrow 2HA8$

5.3. Schéma de ferrailage de longrine

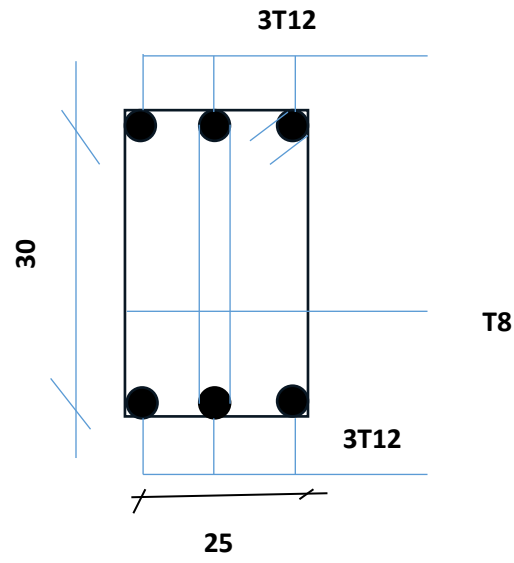


Figure 6.6 Disposition des armatures de longrine

Chapitre 7
Comparaison entre
Les variantes

1. Introduction

Dans ce chapitre on va comparer entre les deux variantes,

- Béton ordinaire : masse volumique =2500 kg/m³ et Fc28=25 MPa
- Béton léger :masse volumique =1600 kg/m³ et Fc28=25 MPa,

2. comparaison entre les deux variantes

2.1 Période fondamentale(T):

✓ Béton ordinaire

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulée UX[%]	Masses Cumulées UY[%]	Masse Modale UX[%]	Masse Modale UY[%]	Tot. mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]
3/ 1	0,41	5,22	69,65	5,22	69,65	1114001,41	1114001,41
3/ 2	0,41	69,94	75,19	64,72	5,54	1114001,41	1114001,41
3/ 3	0,32	77,57	75,19	7,63	0,00	1114001,41	1114001,41
3/ 4	0,16	80,49	75,20	2,92	0,01	1114001,41	1114001,41
3/ 5	0,13	80,49	87,37	0,01	12,17	1114001,41	1114001,41
3/ 6	0,12	83,53	87,46	3,03	0,09	1114001,41	1114001,41
3/ 7	0,11	90,80	87,48	7,28	0,02	1114001,41	1114001,41
3/ 8	0,10	90,81	87,52	0,01	0,04	1114001,41	1114001,41
3/ 9	0,08	90,81	87,52	0,00	0,00	1114001,41	1114001,41
3/ 10	0,08	90,82	87,52	0,01	0,00	1114001,41	1114001,41
3/ 11	0,08	90,97	87,77	0,15	0,25	1114001,41	1114001,41
3/ 12	0,08	91,04	91,43	0,08	3,66	1114001,41	1114001,41

* Pour le sens transversale **Dx=21.30m**

$$\left\{ \begin{array}{l}
 T = 0.05.19.38^{3/4} = 0.46s \\
 T_x = 0.09 \times 19.38 / \sqrt{21.30} = 0.37s \implies T_{xempirique} = m(T; T_x) = 0.37s \\
 T_{dyna} = 0,41s \text{ (calculé suivant logiciel ROBOT)} \\
 1.3T_{xempirique} = 0,48s
 \end{array} \right.$$

On remarque que: $T_x \text{ dynamique} < 1.3T_{xempirique}$

*Pour le sens longitudinal **Dy=8.90m**

$$\left\{ \begin{array}{l}
 T_y = 0.09 \times 19.42 / \sqrt{8.90} = 0.58s \implies T_{yempirique} = m(T; T_y) = 0.46s \\
 T_{dyn} = 0,41s \text{ (calculé suivant logiciel ROBOT)} \\
 1,3T_{yempirique} = 0,59s
 \end{array} \right.$$

On remarque que: $T_{y \text{ dynamique}} < 1,3T_{yempirique}$

Donc les calculs des forces sismiques totales seront donnés :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_X = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.10}{3.5} \times 11140.01 = 997.82 \text{KN} \\ V_Y = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.15}{3.5} \times 11140.01 = 1043.18 \text{KN} \end{array} \right.$$

$V_{xdyn} = 997, 82 \text{KN} > 80\% V_{MSEX} = 798,25 \text{KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

$V_{ydn} = 1043,18 \text{KN} > 80\% V_{MSEY} = 834,54 \text{KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

✓ Béton léger

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX[%]	Masses Cumulées UY[%]	Masse Modale UX[%]	Masse Modale UY[%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]
3/ 1	0,50	14,26	60,70	14,26	60,70	894443,59	894443,59
3/ 2	0,49	70,82	75,88	56,56	15,18	894443,59	894443,59
3/ 3	0,38	78,23	75,88	7,40	0,00	894443,59	894443,59
3/ 4	0,19	81,29	75,88	3,07	0,01	894443,59	894443,59
3/ 5	0,16	81,30	88,12	0,01	12,24	894443,59	894443,59
3/ 6	0,15	84,28	88,19	2,99	0,07	894443,59	894443,59
3/ 7	0,13	91,62	88,20	7,33	0,02	894443,59	894443,59
3/ 8	0,11	91,62	88, 21	0,01	0,00	894443,59	894443,59
3/ 9	0,10	91,62	88, 21	0,00	0,00	894443,59	894443,59
3/ 10	0,10	91,62	88, 21	0,00	0,00	894443,59	894443,59
3/ 11	0,09	91,67	88, 82	0,04	0,61	894443,59	894443,59
3/ 12	0,09	91,70	91,37	0,04	2,55	894443,59	894443,59

Tableau 7.1 : Les périodes et Les facteurs de participation massique - béton léger-

* Pour le sens transversale $Dx=21.30m$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0.05.19.38^{3/4} = 0.46s \\ T_x = 0.09 \times 19.38 / \sqrt{21.30} = 0.37s \Rightarrow T_{xempirique} = m(T; T_x) = 0.37s \\ T_{dyna} = 0,50s \text{ (calculé suivant logiciel ROBOT)} \\ 1.3T_{xempirique} = 0,48s \end{array} \right.$$

On remarque que: $T_{xdynamique} > 1.3T_{xempirique}$

* Pour le sens longitudinal $Dy=8.90m$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = 0.09 \times 19.42 / \sqrt{8.90} = 0.58s \Rightarrow T_{yempirique} = m(T; T_y) = 0.46s \\ T_{dyn} = 0,50s \text{ (calculé suivant logiciel ROBOT)} \\ 1,3T_{yempirique} = 0,59s \end{array} \right.$$

On remarque que: $T_{ydynamique} < 1,3T_{yempirique}$

Donc les calculs force sismique totale seront donnés

$$\begin{cases} V_x = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.10}{3.5} \times 8944.43 = 801.16 \text{KN} \\ V_y = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.15}{3.5} \times 8944.43 = 837.58 \text{KN} \end{cases}$$

2.2 . Vérification art 4.3.4 RPA 2003:

✓ **Béton ordinaire**

Directions xx : 12^{ème} mode : Masse cumulée= **91,04%=> Condition vérifiée**

Direction yy:12^{ème} mode :Masse cumulée = **91,43%=> Condition vérifiée**

Tableau des modes CQC:

➤ **Suivant Ex :1,1 EX**

Modes CQC	Fx(kn)	Fy(kn)	Fz(kn)	Mx(kn.m)	My(kn.m)	Mz(kn.m)
Somme total	1100,98	659,77	8721,54	106,73	489,77	16,59
Somme des reactions	1083,45	13,98	0,96	167,07	14074,75	4265,40
Somme efforts	1083,45	13,98	0,92	166,93	14076,76	4264,77

Suivant Ey:1,2EY

Modes CQC	Fx(kn)	Fy(kn)	Fz(kn)	Mx(kn.m)	My(kn.m)	Mz(kn.m)
Somme total	97,34	1142,99	8962,70	263,14	33,18	6,21
Somme des reactions	13,44	1080,54	16,49	14289,10	235,51	11363,16
Somme efforts	13,43	1080,54	16,41	14289,69	235,15	11362,94

V_{xdyn} = 997, 82KN > 80% V_{MSEX} = 798,25KN => Condition vérifiée

V_{ydyn} = 1043,18 KN > 80% V_{MSEY} = 834,54 KN => Condition vérifiée

✓ **Béton léger**

Directions xx : 12^{ème} mode: Masse cumulée= **91,70% => Condition vérifiée**

Direction yy:12^{ème} mode :Masse cumulée = **91,37% => Condition vérifiée**

Tableau des modes CQC:

➤ **Suivant Ex :1,1 EX**

Modes CQC	Fx(kn)	Fy(kn)	Fz(kn)	Mx(kn.m)	My(kn.m)	Mz(kn.m)
Somme totale	888,83	530.56	7045.36	85,10	393,44	12,83
Somme des réactions	877,00	11,24	0,93	132,92	11256,53	3366,55
Somme efforts	876,07	11,24	0,95	132,95	11256,53	3366,12

Tableau 7 .2: les modes CQC - Béton léger-

Suivant Ey:1,2EY

Modes CQC	Fx(kn)	Fy(kn)	Fz(kn)	Mx(kn.m)	My(kn.m)	Mz(kn.m)
Somme totale	71,93	917,10	7229,17	210,27	26,23	4,56
Somme des réactions	10,80	878,82	15.53	14419, 24	205,37	9206,21
Somme efforts	10,78	878,79	15,47	14419, 81	204.70	9205, 43

Tableau 7.3: les modes CQC - Béton léger-

$V_{x\text{dyn}} = 801, 16\text{KN} > 80\% V_{MSEX} = 640,92\text{KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$V_{y\text{dyn}} = 837,58 \text{ KN} > 80\% V_{MSEY} = 703,05\text{KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Variante	Poids totale de structure en (Kg)	Période dynamique en (s)		Force sismique totale à la base (en Kn)	
		Sens (X)	Sens (Y)	Sens (X)	Sens (Y)
Béton ordinaire	1 114 001,41	0,41 s	0,41 s	997.82	1043.18
Béton léger	894 443,59	0,50 s	0,50 s	801.16	837.58

Tableau 7.4: comparatif entre béton ordinaire et léger

Le tableau ci-dessus présente une étude comparative entre le béton ordinaire et le béton léger utilisé dans des applications structurelles. Il en ressort une réduction du poids total de la structure d'environ **20 %**, ce qui confirme que l'emploi du béton léger permet un allègement significatif de la structure. Cette diminution de masse entraîne une **augmentation des périodes propres de vibration** de la structure, ce qui contribue à **réduire les forces sismiques** induites. En effet, selon la dynamique des structures, une structure plus légère est soumise à des accélérations sismiques moindres, ce qui améliore son comportement global face aux sollicitations sismiques.

2.3 Justification vis-à-vis des déformations

- ✓ **Béton ordinaire**

Dans le sens X				
Etage	UX[cm]	Déplacement relative UX[cm]	1% la hauteur de l'étage en (cm)	Observation
1	0,407	0,407	4,08	c.v
2	0,904	0,497	3,06	c.v
3	1,419	0,515	3,06	c.v
4	1,880	0,461	3,06	c.v
5	2,314	0,434	3,06	c.v
6	2.578	0.263	3,06	c.v

Dans le sens Y				
Etage	UY[cm]	Déplacement relative UY[cm]	1% la hauteur de l'étage en (cm)	Observation
1	0,388	0,388	4,08	c.v
2	0,885	0,497	3,06	c.v
3	1,415	0,530	3,06	c.v
4	1,905	0,490	3,06	c.v
5	2,443	0,538	3,06	c.v
6	2.818	0,375	3,06	c.v

✓ Béton léger

Dans le sens X				
Etage	UX[cm]	Déplacement relative UX[cm]	1% la hauteur de l'étage en (cm)	Observation
1	0,599	0,599	4,08	c.v
2	1,331	0,732	3,06	c.v
3	2,087	0,756	3,06	c.v
4	2,760	0,673	3,06	c.v
5	3,383	0,623	3,06	c.v
6	3.745	0.362	3,06	c.v

Tableau 7.5: Déplacement relatif X - Béton léger-

Dans le sens Y				
Etage	UY[cm]	Déplacement relative UY[cm]	1% la hauteur de l'étage en (cm)	Observation
1	0,571	0,571	4,08	c.v
2	1,302	0,731	3,06	c.v
3	2,078	0,776	3,06	c.v
4	2,791	0,713	3,06	c.v
5	3,571	0,780	3,06	c.v
6	4,088	0,517	3,06	c.v

Tableau 7.6: Déplacement relatif Y - Béton léger-

En ce qui concerne le **déplacement relatif entre étages**, une **augmentation pouvant atteindre 47 %** a été observée. Cette hausse est principalement due à la **légèreté de la structure**, qui se traduit par une flexibilité accrue. Toutefois, malgré cette augmentation, les **valeurs restent inférieures aux limites recommandées par le RPA 2003**, ce qui signifie que la structure respecte toujours les exigences réglementaires en matière de déplacements sismiques.

2.4 Justification vis à vis de l'effet P Δ:

✓ **Béton ordinaire**

Etages	P _K [kn]	P _{K(cuml)} [kn]	ΔxU _x [cm]	F _x [kN]	La hauteur de l'étage en cm	E ≤ 0.10	Observation
1	2144,75	11140,01	0,407	1083,46	408	0,010	c.v
2	2001,69	8995,25	0,497	1025,74	306	0,014	c.v
3	2001,69	6993,56	0,515	904,52	306	0,013	c.v
4	2001,69	4991,87	0,461	723,49	306	0,010	c.v
5	2001,69	2290,18	0,434	481,74	306	0,067	c.v
6	988,49	988,49	0,263	171,77	306	0,049	c.v

Etages	P_K [kn]	$P_{K(cuml)}$ [kn]	$\Delta_y U_y$ cm	F_y [kN]	Hauteur de l'étage en cm	$e \leq 0.10$	Observation
1	2144,75	11140,01	0,388	1084,55	408	0,097	c.v
2	2001,69	8995,25	0,497	1031,92	306	0,014	c.v
3	2001,69	6993,56	0,530	914,16	306	0,013	c.v
4	2001,69	4991,87	0,490	735,62	306	0,010	c.v
5	2001,69	2290,18	0,538	504,08	306	0,079	c.v
6	988,49	988,49	0,375	184,88	306	0,065	c.v

✓ Béton léger

Etages	P_K [kn]	$P_{K(cuml)}$ [kn]	$\Delta_x U_x$ [cm]	F_x [kN]	La hauteur de l'étage en cm	$E \leq 0.10$	Observation
1	8439.39	26891,66	0,599	876,97	408	0,045	c.v
2	6778, 96	18451,87	0,732	828.48	306	0,053	c.v
3	5234,59	11672,91	0,756	726,91	306	0,039	c.v
4	3690,22	6438,32	0,673	574,93	306	0,024	c.v
5	2145,85	2748.10	0,623	371,58	306	0,015	c.v
6	602,65	602,65	0.362	112,59	306	0,006	c.v

Tableau 7.7: l'effet P Δ /Vérifiée selon X- Béton léger-

Etages	P_K [kn]	$P_{K(cuml)}$ [kn]	$\Delta_y U_y$ cm	F_y [kN]	Hauteur de l'étage en cm	$e \leq 0.10$	Observation
1	8439.39	26891,66	0,571	878,79	408	0,042	c.v
2	6778, 96	18451,87	0,731	833,30	306	0,052	c.v
3	5234,59	11672,91	0,776	734,56	306	0,040	c.v
4	3690,22	6438,32	0,713	585,70	306	0,025	c.v
5	2145,85	2748.10	0,780	390,48	306	0,017	c.v

6	602,65	602,65	0,517	121,88	306	0,012	c.v
---	--------	--------	-------	--------	-----	-------	-----

Tableau 7.8: l'effet P Δ/Vérifiée selon y -Béton léger-

2.5. Vérification au renversement

✓ **Béton ordinaire**

• **Sens longitudinal:**

W(KN)	Lx(m)	Lx/2(m)	M _s (kn.m)	M _r (kn.m)	M _s /M _r ≥1,5	Vérification
11140,01	21,30	10,65	118641,10	14540,72	8,15	Condition vérifiée

• **Sens transversal:**

W(KN)	Ly(m)	Ly/2(m)	M _s (kn.m)	M _r (kn.m)	M _s /M _r ≥1,5	Vérification
11140,01	8.90	4,45	49573,04	14739,17	3,36	Condition vérifiée

✓ **Béton léger**

• **Sens longitudinal**

W(KN)	Lx(m)	Lx/2(m)	M _s (kn.m)	M _r (kn.m)	M _s /M _r ≥1,5	Vérification
8944.43	21,30	10,65	95258,17	11578,36	8,22	Condition vérifiée

• **Sens transversal:**

W(KN)	Ly(m)	Ly/2(m)	M _s (kn.m)	M _r (kn.m)	M _s /M _r ≥1,5	Vérification
8944,43	8,90	4,45	39802,74	11743,17	3,38	Condition vérifiée

Concernant l'exigence du **RPA 2003 relative à la vérification de l'effet P-Δ et vérification de renversement, aucune différence significative** n'a été observée entre les deux variantes de structure (béton ordinaire et béton léger). Cette stabilité des résultats peut s'expliquer par la **réduction du poids propre** dans le cas du béton léger, ce qui entraîne une **diminution des efforts tranchants** dans les étages. En conséquence, malgré une plus grande flexibilité, les effets secondaires dus aux déplacements (effet P-Δ) restent **dans des limites comparables** pour les deux types de béton.

Conclusion

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude ,nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis-à-vis de l'action du séisme .Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles ;on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol ,où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour ,en suite trancher sur le type de fondation. Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

En Fin nous avons mené une étude comparative entre le béton ordinaire et le béton léger utilisé dans des applications structurelles. Il en ressort une réduction du poids total de la structure d'environ **20 %**, ce qui confirme que l'emploi du béton léger permet un allègement significatif de la structure. Cette diminution de masse entraîne une augmentation des périodes propres de vibration de la structure, ce qui contribue à réduire les forces sismiques induites.

L'utilisation des logiciels ROBOT permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins ,la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une expérience très réussie pour nous. Ils nous fourniront les moyens nécessaires qui nous aidons à affronter la vie professionnelle. En espérons que ce modeste travail sera une référence utile pour les autres étudiants chercheurs.

BIBLIOGRAPHIE

*** Réglementations et Lois imposée :**

- ✓ RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- ✓ CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- ✓ BAEL91 : béton armé aux états limites.
- ✓ DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

*** Anciens mémoires de fin d'étude master :**

- ✓ Etude et Dimensionnement d'un Bâtiment Multi-étage en béton armé avec comparaison entre deux variantes de matériaux. Université Echahid Hamma Lakhdar d'El-oued.2021/2022
- ✓ Etude d'une construction en béton armé(Hôtel). Université de Mohamed El-Bachir El- Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj.2023/2024
- ✓ Etude des propriétés mécaniques, thermiques et physiques du béton léger à base d'argile expansée renforcé par des fibres de lin. Université de Mohamed El-Bachir El- Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj.2023/2024

*** Logiciels Utilisés**

- ✓ Robot Structural Analysis Professional 2020.
- ✓ Auto desk Auto CAD 2013.
- ✓ Microsoft office WORD 2016.
- ✓ Microsoft office EXCEL 2016.
- ✓ Logiciel de ferrailage EXPERT 2010.