

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : OUARETH ABDEL-HEQ

**Thème : Etude d'une tour (R+8) à usage d'habitation
en béton armé contreventée par voiles et
portiques**

Sous la direction de : BENMARCE ABDELAZIZ

Juin 2024

Remerciement

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Dieu le Miséricordieux, qui nous a éclairés sur la voie de la science et de la connaissance, et qui nous a permis, par sa grâce, de mener à bien ce travail.

Je remercie également Monsieur BENMARCE ABDELAZIZ, professeur au département de génie civil et hydraulique de l'université du 8 mai 1945 à Guelma, pour son excellent encadrement et ses conseils pertinents tout au long de l'élaboration de ce mémoire, ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée.

Je suis reconnaissant envers le président et les membres du jury qui me font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs du département de génie civil.

Je tiens à remercier tout le personnel de l'organisme national de contrôle technique et de la construction de Guelma.

Enfin, j'exprime ma profonde gratitude à ma famille, à mes amis, à mes camarades, à mes entraîneurs Madaoui et Saïd, ainsi qu'à toutes les familles sportives de judo.

Résumé

Ce mémoire présente une étude sismique d'une tour d'habitation en béton armé de huit étages situés à Guelma, en Algérie. Classée en zone de sismicité modérée IIa selon le RPA99 (version 2003), l'analyse respecte les réglementations en vigueur, notamment le CBA 93, le BAEL99 et les procédures de vérification définies dans le RPA99/2003.

Ce mémoire est scindé en six parties, à savoir :

La première partie a présenté l'ouvrage à étudier et les caractéristiques des matériaux utilisés. La deuxième partie fournit des informations sur le prédimensionnement des éléments structuraux et la descente des charges, suivie de la partie ferrailage des éléments non structuraux. La quatrième partie s'articule autour de la modélisation et l'étude sismique, suivie par la partie ferrailage des éléments porteurs (voiles, poteaux par robot expert). Et enfin l'étude des fondations (radier nervuré, voiles périphériques)

Mots clés : Tour en béton armé, contreventement par voiles-portiques, calcul sismique, ferrailage.

Abstract

This memoir presents a detailed seismic study of an eight-story reinforced concrete residential tower located in Guelma, Algeria. Classified as a moderate seismic zone IIa according to the 1999 Algerian Building Code (RPA99, version 2003), the analysis respects the current regulations, including the 1993 Building Code (CBA 93), the 1999 Building Code (BAEL99), and the verification procedures defined in the RPA99/2003.

This memoir is divided into six parts:

The first part presented the building to be studied and the characteristics of the materials used. The second part provided information on the pre-dimensioning of structural elements and the distribution of loads, followed by the part on the reinforcement of non-structural elements. The fourth part focused on modeling and seismic study, followed by the part on the reinforcement of carrying elements (arches, columns by expert robot). Finally, the study of foundations (flat slab, peripheral arches) was conducted.

Keywords: Reinforced concrete tower, counterweight by arch-portico, seismic calculation, reinforcement.

ملخص

يتمحور هذا المشروع حول دراسة: زلزالية لبرج يتمركز بإقليم ولاية قالمة والمصنفة ضمن المناطق الزلزالية 2A حسب النظام الجزائري للوقاية من الزلازل، يتكون من طابق ارضي بالإضافة الى تسع طوابق لغرض الإسكان، جميع القياسات والحسابات تمت وفق CBA93 وBAEL99 وخضعت لشروط التقنين الجزائري RPA99/2003

قسمت الدراسة لستة أجزاء رئيسية خصص الأول للتعريف بالمنشأة قيد الدراسة وكذا طبيعة المواد المستعملة في الإنجاز وخصائصها، وتضمن القسم الثاني تحديد الابعاد الأولية للعناصر الانشائية وكذا الثانوية وحمولة كل عنصر، بينما القسم الثالث لتسليح العناصر الثانوية فيما خصص القسم الرابع للدراسة الزلزالية، يليه تسليح الهيكل والدعامات لتختتم باخر فصل وهو دراسة البنية التحتية وتسليحها

الكلمات المفتاحية: برج من الخرسانة المسلحة، دراسة زلزالية، هيكل دعامة وبنية تحتية، تسليح.

Liste des symboles

A (ou A_s ou A_l)	Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t :	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B :	Aire d'une section de béton
E_s :	Module de Young de l'acier
E_{ij} :	Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj} :	Module de Young différé à l'âge de j jours
F :	Force ou action en général
I :	Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton
M_{ser} :	Moment fléchissant de calcul de service
M_u :	Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser} :	Effort normal de calcul de service
N_u :	Effort normal de calcul ultime
Q :	Action d'exploitation
V_u :	Effort tranchant de calcul ultime
a :	Largeur d'un poteau ou d'un voile
b :	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
e :	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e :	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj} :	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
G :	Charge permanente unitaire
h :	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0 :	Hauteur du talon d'une poutre
h_1 :	Hauteur du hourdis d'une poutre
j :	Nombre de jours de maturité du béton
L :	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier-béton.
Q :	Charge d'exploitation.
S_t :	Espacement des armatures transversales

y_l :	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u :	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b) :	Bras de levier du couple de flexion.
α_u :	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
ϵ_{bcmax} :	Déformations maximale du béton comprime (epsilon).
ϵ_{st} :	Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc} :	Déformations des armatures comprimées.
η :	Coefficient de fissuration relatif à une armature .
λ :	Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
μ_{ser} :	Moment ultime réduit à l'ELS (mu).
μ_u :	Moment ultime réduit à l'ELU.
ν :	Coefficient de poisson (nu).
ρ :	Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
σ :	Contrainte normale (sigma).
σ_{bc} :	Contrainte maximale du béton comprime.
σ_{st} :	Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc} :	Contrainte dans les aciers comprimés.
τ :	Contrainte tangente (tau).
τ_u :	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s :	Contrainte d'adhérence.
τ_{se} :	Contrainte d'adhérence d'entraînement.
Φ_l :	Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t :	Diamètre d'une armature transversale.

Table des matières

Résumé	I
Abstract	II
ملخص	III
Liste des symboles	IV
Listes des Figures	X
Liste des tableaux	XII
Introduction générale.....	XIV
Chapitre I : Généralités	1
1. Introduction	1
2. Présentation de l'ouvrage	1
3. Les plans architecturaux.....	1
4. Caractéristiques géométriques du bâtiment	4
5. Caractéristique du sol d'assise	4
6. Description de l'ossature.....	4
6.1. Structure principale	4
6.2. Structure secondaire	5
6.3. Maçonnerie.....	5
6.4. Terrasse	5
6.5. Revêtements	5
6.6. Isolation	5
6.7. Caractéristiques des matériaux.....	6
7. Combinaisons de charges.....	12
Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge.....	14
1. Introduction	14
2. Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage	14
2.1. Les poutres	14
2.2. Les planchers	15
2.3. Les escaliers.....	18
2.4. L'acrotère.....	19
2.5. Les voiles.....	19
2.6. Les poteaux.....	19
3. Evaluation des charges et surcharges.....	21
3.1. Définition	21
3.2. Les charges permanentes	21

4. Descente de charges.....	25
4.1. Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3).....	25
5. Conclusion.....	31
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	32
1. Introduction.....	32
2. Étude d'acrotère.....	32
2.1. Détermination des sollicitations	33
2.2. Le ferrailage de l'acrotère	34
2.3. Condition de non fragilité.....	35
2.4. Vérification à l'État de service (ELS).....	35
2.5. Choix d'armature longitudinale.....	35
2.6. Armature de répartition	36
2.7. Espacement	36
2.8. Vérification de l'effort tranchant.....	36
3. Étude des escaliers.....	37
3.1. Présentation.....	37
4. Etude de la poutre palière.....	43
5. Etude des planchers.....	43
5.1. Prédimensionnement des poutrelles.....	44
5.2. Evaluation des charges et surcharges du corps creux.....	44
5.3. Méthode de calcul.....	44
5.4. Méthode forfaitaire	44
5.5. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	46
5.6. Ferrailage des poutrelles type 3(RDC et Étage courant)	47
5.7. Calcul de l'effort tranchant	48
5.8. Vérification de l'effort tranchant.....	49
5.9. Armatures transversales.....	49
5.10. Calcul de l'espacement.....	49
5.11. Calcul de la longueur de recouvrement.....	49
6. Etude du balcon	50
6.1. Calcul des balcons en béton armé	50
6.2. Évaluations des charges	50
6.3. Calcul des moments d'encastremets	50
6.4. Calcul du ferrailage des balcons	50
CHAPITRE IV : Calcul sismique.....	54
1. Introduction.....	54

2. Objectif de l'étude dynamique	54
3. Choix de la méthode de calcul	54
3.1. Vérification de la méthode statique équivalente	55
3.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	55
4. Présentation du logiciel de calcul	56
5. Vérification de la période.....	60
6. Classification des sites	61
7. Calcul de la force sismique totale :.....	61
7.1. Coefficient d'Accélération de Zone.....	61
7.2. Facteur d'amplification dynamique D.....	62
7.3. Coefficient de Comportement Global de la Structure R.....	63
7.4. Calcul de Facteur d'amplification D.....	65
8. Effort tranchant à la base	65
9. Vérification de l'effort sismique à la base de la structure	65
10. Méthode d'Analyse Modale Spectrale	66
10.1. Vérification.....	68
11. Vérification déplacement inter-étage.....	68
12. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	69
12.1. Vérification de l'effort normal réduit sur les poteaux	70
12.2. Vérification du risque de renversement	70
Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs	72
1. Introduction	72
2. Ferrailage des poteaux	72
2.1. Combinaisons spécifiques de calcul	72
2.2. Méthode de calcul du ferrailage longitudinale.....	73
2.3. Ferrailage transversale	75
3. Ferrailage des poutres.....	77
3.1. Poutre principale	77
3.2. Poutre secondaire	81
4. Ferrailage des voiles	82
4.1. Aciers verticaux	82
4.2. Aciers horizontaux.....	83
4.3. Règles communes (selon le RPA99/2003)	83
4.4. Combinaison des charges.....	84
Chapitre VI : Etude infrastructure	87
1. Introduction	87

2. Ferrailage du voile périphérique.....	88
3. Choix de type de fondation	89
a. Critères de choix	89
4. Prédimensionnement du radier	90
5. Ferrailage du radier général	92
a. Ferrailage des nervures.....	92
b. Ferrailage du radier	93
Conclusion générale	XII
Références Bibliographiques.....	XIII

Listes des Figures

Figure I. 1 : Plan RDC	2
Figure I. 2 : Plan étages courants.....	3
Figure I. 3 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton.	9
Figure I. 4 : Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS.....	10
Figure I. 5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	12
Figure II. 1: Schéma section en T.....	17
Figure II. 2 : Hauteur libre d'étage.	20
Figure II. 3: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.....	21
Figure II. 4: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.	22
Figure II. 5: Coupe plancher étage courant.....	23
Figure II. 6: Le poteau le plus sollicité.	26
Figure III. 1: Acrotère.....	32
Figure III. 2: Ferrailage de l'acrotère.	36
Figure III. 3: Schéma d'escaliers.	37
Figure III. 4: Schéma statique d'escalier.	38
Figure III. 5: La charge équivalente.....	39
Figure III. 6: Schéma de ferrailage escalier.....	41
Figure III. 7: Schéma statique de la poutre palière.....	42
Figure III. 8: Plancher en corps creux.....	43
Figure III. 9: Moments fléchissant dans chaque appui.....	46
Figure III. 10: Types des poutrelles.	46
Figure III. 11: Diagramme des moments aux ELU du 3 ^{ème} type des poutrelles.....	47
Figure III. 12: Schéma de ferrailage des poutrelles à corps creux.....	49
Figure III. 13: Courbe $\alpha=f(\mu)$	51
Figure III. 14 : Schéma de ferrailage du balcon.....	53
Figure IV. 1: Vue en 3D du modèle de la structure.....	56
Figure IV. 2: Vue en 3D de la disposition des voiles.....	57
Figure IV. 3: Vue en plan de la disposition des voiles au niveau 00.....	57
Figure IV. 4: 1 ^{er} mode de vibration.....	59
Figure IV. 5: 2 ^{ème} mode de vibration.....	59
Figure IV. 6: 3 ^{ème} mode de vibration.....	60
Figure V. 1 : Schéma de ferrailages du poteau du RDC.....	76
Figure V. 2: Schéma de ferrailages de la poutre secondaire (30×40).....	80
Figure V. 3: Schéma de ferrailages de la poutre secondaire (30×35).....	82
Figure V. 4: Schéma des contraintes.....	85
Figure V. 5 : Schéma de ferrailage du voile.....	86
Figure VI. 1: Schéma de ferrailage suivant le RPA	88

Figure VI. 2: Schéma de ferrailage du voile périphérique.	89
Figure VI. 3 :Vue en 3D de l'infrastructure.....	91
Figure VI. 4: Schéma du ferrailage des nervures.....	93
Figure VI. 5: Schéma du ferrailage de la table de nervure.....	93

Liste des tableaux

Tableau I. 1: fe en fonction du type d'acier	11
Tableau II. 1: Section des poteaux préalable	20
Tableau II. 2: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	21
Tableau II. 3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.	22
Tableau II. 4: Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.	22
Tableau II. 5: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....	23
Tableau II. 6: Evaluation des charges permanentes de la dalle du balcon.	24
Tableau II. 7: Evaluation des charges permanentes du palier.....	24
Tableau II. 8: Evaluation des charges permanentes de la paillasse.....	25
Tableau II. 9: Descente de charge pour le poteau le plus sollicité.....	28
Tableau II. 10: Vérification de la compression.....	28
Tableau II. 11: Vérifications au flambement.....	29
Tableau II. 12: Vérifications au flambement.....	31
Tableau III. 1: Combinaisons d'action sur l'escalier.....	38
Tableau III. 2: Moments ultimes et service.....	39
Tableau III. 3: Caractéristique du béton et de l'acier.....	39
Tableau III. 4: Tableau de ferrailage de la poutre palière.	43
Tableau III. 5: Evaluations des charges et surcharges dans les différents étages.	44
Tableau III. 6: Tableau de ferrailage de la poutrelle.....	48
Tableau III. 7: Tableau des efforts tranchants.....	48
Tableau IV. 1: Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2014)....	58
Tableau IV. 2: Coefficient d'accélération de zone	61
Tableau IV. 3: Valeurs de T1 et T2.....	62
Tableau IV. 4: Valeurs de $\zeta(\%)$	63
Tableau IV. 5: Valeurs des pénalités Pq.....	64
Tableau IV. 6 :Valeurs du coefficient CT.....	64
Tableau IV. 7 :Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens (x-x : y-y).....	68
Tableau IV. 8 :Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x-x.....	69
Tableau IV. 9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y-y.....	70
Tableau IV. 10: Différents efforts obtenus selon la combinaison G +Q – Ex.....	70
Tableau IV. 11: Calcule de Mr et Ms selon le sens x.....	71
Tableau IV. 12: Calcule de Mr et Ms selon le sens y.....	71
Tableau V. 1: Les sollicitations (M, N et T) dans les poteaux.....	73
Tableau V. 2: Tableau de ferrailage.....	76
Tableau V. 3: Tableau de ferrailage calculé et les sections minimales (PP).....	78
Tableau V. 4: Tableau de ferrailage calculé et les sections minimales (PS).....	81

Tableau VI. 1 : Ferrailage de la nervure du radier..... 92
Tableau VI. 2: Ferrailage de la table du radie..... 93

Introduction générale

Les modes d'habitation, les styles, les formes et les utilisations ont changé tout au long de l'histoire humaine, évoluant avec le développement des concepts humains, de la culture, de l'environnement, des sciences et des innovations permanentes.

En raison de l'explosion démographique, de l'augmentation de la demande de logements et de la rareté des terrains constructibles, couplées à la nécessité de préserver les terres agricoles, l'homme a été contraint de fournir un grand nombre de logements dans une zone géographique réduite. C'est ainsi que sont apparus les immeubles à plusieurs étages et les tours qui offrent un logement à des centaines ou des milliers d'habitants dans des espaces réduits.

Cependant, en raison de la grande hauteur de ces bâtiments, ils sont devenus exposés aux dangers des éléments naturels, au premier rang desquels les tremblements de terre et les vents. Face à ces risques et à l'impossibilité de les prévoir, la responsabilité du génie civil est de construire des bâtiments résistants, qui ne s'effondrent pas même en cas de dommages, afin de garantir la sécurité des vies et des biens.

Ce projet propose une étude d'une tour de 9 étages (rez-de-chaussée + 8) offrant 36 appartements. Cette étude vise à analyser la structure du bâtiment et à s'assurer de sa capacité à résister aux charges sismiques, en tenant compte des normes de construction parasismique en vigueur.

Ce mémoire comporte six chapitres :

- Le premier chapitre concerne présentation de l'ouvrage, où on expose les caractéristiques géométriques, structurelles de l'ouvrage et les matériaux utilisés, les références du calcul ; sont exposés
- Comme première proposition, un prédimensionnement des planchers et les voiles seront présentés dans le deuxième chapitre ;
- Dans le troisième chapitre, il sera question du calcul des éléments secondaires (acrotère, escaliers et planchers) ;

Introduction générale

- Le quatrième chapitre portera sur l'étude sismique du bâtiment en utilisant Autodesk Robot Structural analyses professionnel 2014 ;
- Le ferrailage des éléments principaux à l'aide du logiciel Robot Expert 2010 (combinaisons accidentelles, le but de notre étude) ; est présenté dans ce cinquième chapitre.
- Le dernier chapitre expose l'étude des fondations suivie d'une conclusion générale.

Chapitre I : Généralités

1. Introduction

Les études des bâtiments en béton armé nécessitent des connaissances de base qu'on a eu durant nos études universitaires et spécialement en génie civil à partir desquelles on peut faire des études pour réaliser des structures stables, économiques, esthétiques et de longue durée de vie.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99/V 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

2. Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment(R+8) de forme en plan régulière, contreventé par voiles et portiques. Pour le RDC on a 4 appartements du type F3 par palier et 2 unités F4 et 2 unités F3 par palier pour les autres étages, et d'une terrasse inaccessible. Cet ouvrage sera implanté dans une région classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) à la wilaya de GUELMA, et d'une importance moyenne, c-à-d(2B) un logement d'habitation collectif jusqu'à 48m de hauteur.

3. Les plans architecturaux

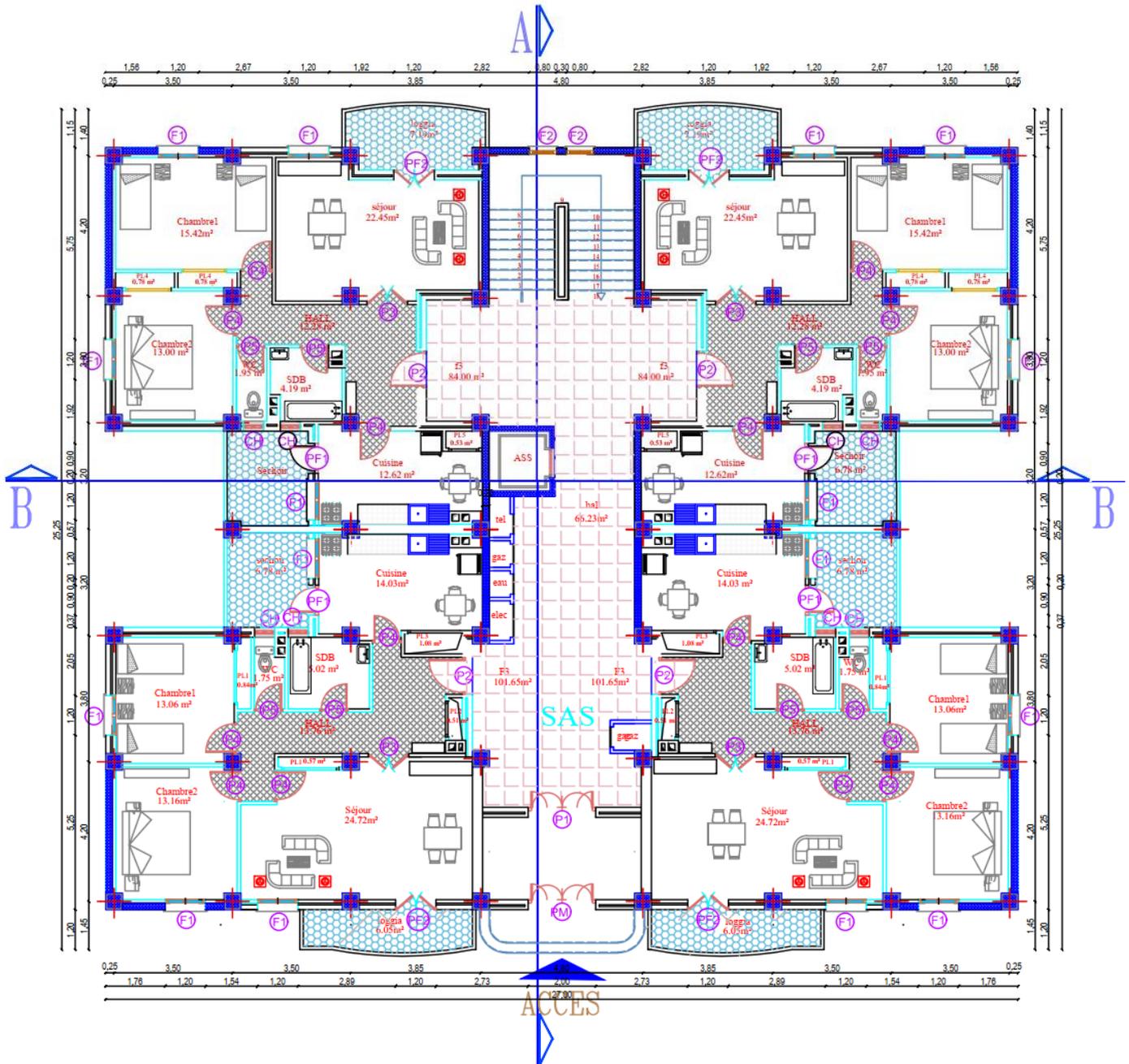


Figure I. 1 : Plan RDC

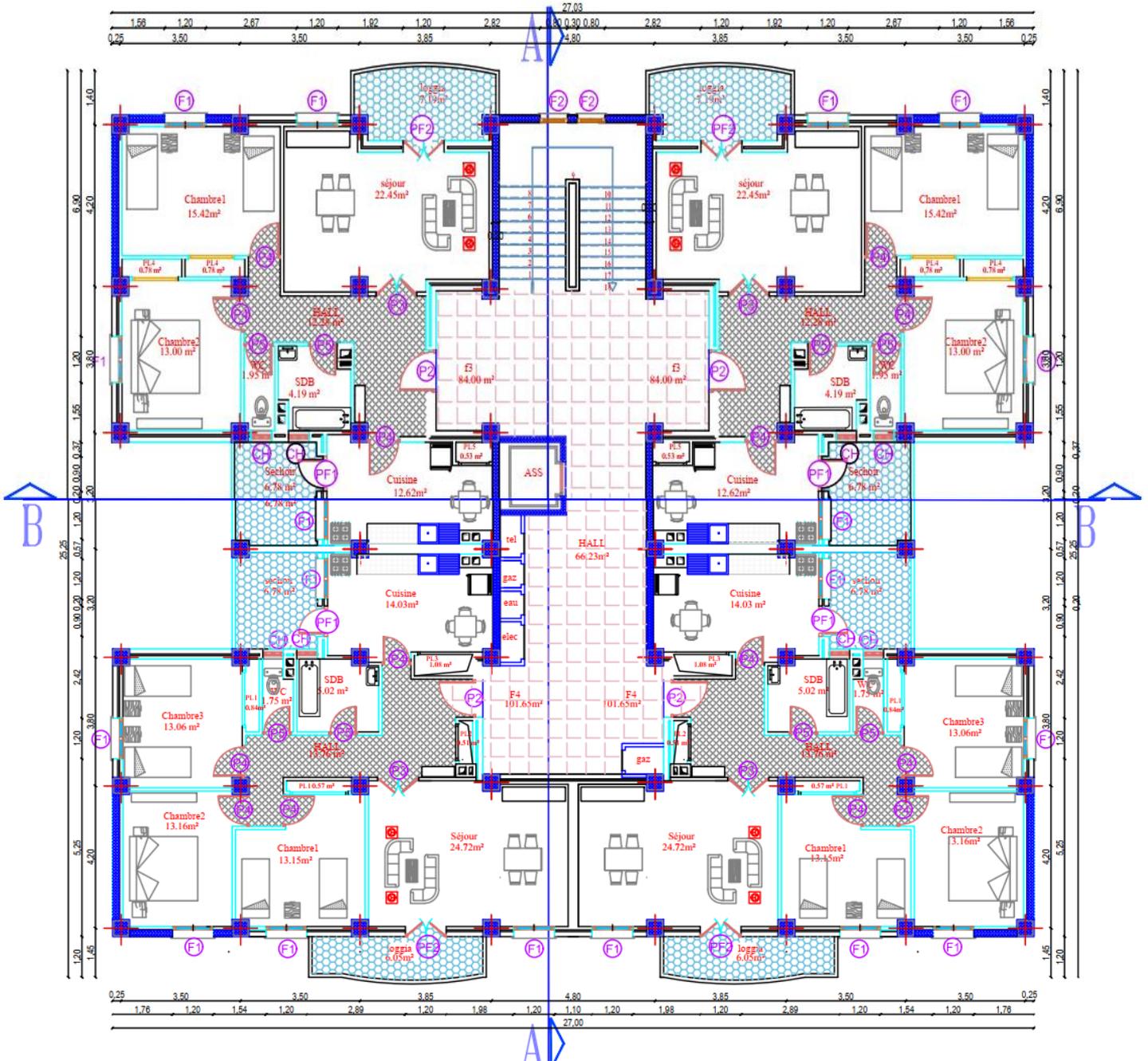


Figure I. 2 : Plan étages courants

4. Caractéristiques géométriques du bâtiment

- Longueur de l'ouvrage = 27m ;
- Largeur de l'ouvrage = 25.25 m ;
- Hauteur sans acrotère 27.9 m ;
Hauteur totale avec acrotère 28.5 m ;
Hauteur du rez-de-chaussée et des étages courants 3.10 m.
Le bâtiment à une forme rectangulaire ;
- Le bâtiment présente une symétrie par rapport aux deux axes x et y ;
- Le passage entre les différents étages se fait aux moyens d'ascenseur et d'escaliers de 2 volées.

5. Caractéristique du sol d'assise

L'étude géotechnique qui a été réalisée par un laboratoire de géotechnique a fait ressortir les résultats suivants.

- Une capacité portant du sol estimée à 1.8 bars
- Le site est considéré comme un site meuble (S3)
- Angle de frottement interne du remblai = 22°
- Poids Spécifique du remblai 18.5 KN/m^3
- Des fondations superficielles doivent être du type (radier).

6. Description de l'ossature

6.1. Structure principale

L'ossature d'un bâtiment doit assurer la résistance et la stabilité de l'ensemble structural sollicité par les efforts horizontales (séisme, vent) et verticales (poids propre, la neige, les surcharges ...etc.). Pour offrir une meilleure résistance aux séismes le RPA conseil d'avoir des formes simples, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités.

L'ouvrage doit en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations

- Minimiser les effets de torsion.

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, on considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

6.2. Structure secondaire

- **L'acrotère** : L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm conçu en béton armé.
- **Plancher (diaphragme rigide)** : Les planchers seront des dalles creuses, et pour les portes à faux seront des dalles pleines.
- **Escaliers** : On a un seul type d'escalier en béton armé qui est composé de deux volées et un palier de repos et départ.

6.3. Maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs (cloisons de séparation) sont en simples parois réalisés en briques de 10 cm d'épaisseur.

6.4. Terrasse

La terrasse est inaccessible sauf pour les travaux d'entretien, avec un type d'étanchéité classique.

6.5. Revêtements

- Le revêtement des murs et sous plafonds est réalisé par mortier de ciment.
- Le revêtement du sol et escalier est réalisé par du carrelage.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

6.6. Isolation

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène D20 de 4 cm d'épaisseur pour le plancher terrasse.

6.7. Caractéristiques des matériaux

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même, c'est-à-dire les efforts de traction, ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut, à lui seul, remplir ce rôle.

Dans l'association Béton-Aciers que forme le béton armé, on peut répartir schématiquement le rôle de chacun des constituants de la manière suivante :

- Le béton équilibre les efforts de compression ;
- L'acier équilibre les efforts de traction et, éventuellement, les efforts de compression si le béton ne peut y suffire à lui seul.

6.7.1. Béton

Le béton est un mélange d'agréats, de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

Le béton destiné au béton armé se différencie du béton ordinaire par son dosage et par la grosseur des granulats employés, les composants du béton sont :

- **Les granulats (ou agrégats) :** sont des matériaux inertes (sables, gravillons, cailloux) provenant de roches naturelles ou artificielles utilisées telles quelles ou concassées. Ils représentent 60 à 80% du volume du béton et influencent fortement ses propriétés, le dosage et le coût des mélanges.
- **Les sables :** sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5 mm. Les sables peuvent être extraits du lit des rivières, des sablières, du rivage de la mer ou obtenus par broyage de roches dures (granit, quartzite, porphyre, calcaire). Le poids de 1m³ de sable est d'environ 1600 kg.
- **Les graviers :** sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Les gravies peuvent être extraits du lit des rivières (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés). Le poids de 1 m³ de gravie est d'environ 1400 kg.
- **Liants normalisés :** sont des liants hydrauliques fabriqués à partir du clinker, du laitier, de la pouzzolane et des fillers. Les ciments sont répartis en quatre classes

suivant la valeur de leur résistance à la compression à 28 jours : 35, 45, 55 et HP (haute performance). En outre des sous-classes sont généralement prévues selon la valeur de la résistance à la compression à 28 jours ; ces sous-classes sont désignées par R (prise rapide). Les principaux ciments sont :

- Le ciment Portland artificiel (CPA) ;
 - Le ciment Portland composé (CPJ) ;
 - Le ciment de haut-fourneau (CHF) ;
 - Le ciment de laitier au clinker (CLK).
- **La teneur en eau :** est la quantité d'eau totale ajoutée au mélange sec du béton. Elle est nécessaire pour l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et pour la facilité de mise en place du béton. L'eau de gâchage doit être propre ; on utilise de préférence l'eau de robinet, l'eau de puits ou l'eau de pluie. La quantité d'eau introduite dans la composition du béton influe sur sa résistance et son ouvrabilité. La quantité d'eau optimale dans un mélange est calculé par rapport à la quantité de ciment utilisé (le rapport Eau / Ciment). Il existe pour chaque béton et pour une mise en œuvre donnée une teneur en eau optimale donnant la résistance maximale. Cette teneur en eau est d'autant plus faible que le serrage est plus énergique.
 - **Adjuvants :** En poudre ou en liquide, ils sont incorporés au début, en cours ou en fin de malaxage d'un béton (en général moins du poids du ciment) pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais ou durci. Ils sont classés selon l'action principale qui les définit. On peut citer :
 - Les fluidifiants (réducteurs d'eau) ;
 - Les accélérateurs de prise (diminue le temps de prise du mélange en période hivernale) ;
 - Le retardateur de prise (augmente considérablement le temps de prise des mortiers ou des bétons mis en œuvre par temps chaud).
 - **Le malaxage et mise en œuvre :** Un malaxage incomplet, insuffisant, est la cause d'un manque à gagner des résistances mécaniques pouvant atteindre 10 à 20%. Une mise en place énergique permet d'augmenter la compacité, de diminuer les vides, de partir d'un béton ayant moins d'eau. Une vibration bien étudiée permet d'obtenir des bétons de hautes résistances.

6.7.2. Caractéristique du béton

A. Résistance caractéristique à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression à l'âge de 28 jours noté f_{c28} , cette résistance est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section et d'une hauteur double de leur diamètre, (éprouvettes normalisées de $16 \times 32 \text{ cm}$).

Il est évalué par la loi d'évaluation suivante :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.96j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

B. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée : f_{ij} est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

6.7.3. Déformation et contrainte de calcul

A. Module de déformation longitudinale du béton

– Le module de déformation longitudinale instantané

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{pour } t \leq 24\text{h} \quad E_{ij} = 32\,164 \text{ MPa}$$

– Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{avec } E_{vj} \text{ et } f_{c28} \text{ en MPa.}$$

B. Module de déformation transversale

Elle se traduit par le coefficient de **Poisson**, en compression comme en traction, la déformation longitudinale et aussi accompagnée d'une déformation transversale le coefficient de poisson est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de Poisson est pris égal à :

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

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

C. Les états limites

- **Etat limite ultime** : Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit « parabole- rectangle », et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.

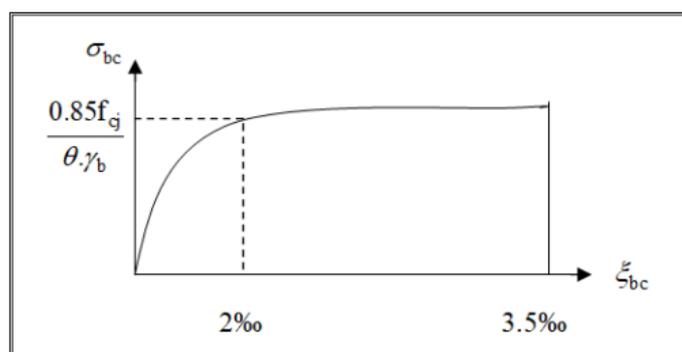


Figure I. 3 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton.

$$\varepsilon = 2\text{‰} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions :

$$\begin{aligned} \theta &= 1 & 24\text{h} < t \\ \theta &= 0,9 & 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta &= 0,85 & t < 1\text{h} \end{aligned}$$

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton :

$\gamma_b = 1,15$ Pour les combinaisons accidentelles. $\bar{\sigma}_{bc} = 18.5$ MPa.

$\gamma_b = 1,5$ Pour les combinaisons fondamentales. $\bar{\sigma}_{bc} = 14.20$ MPa.

- **Etat limite de service** : La contrainte de compression de béton à l'E.L.S est limitée par $\bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$ ($\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa)

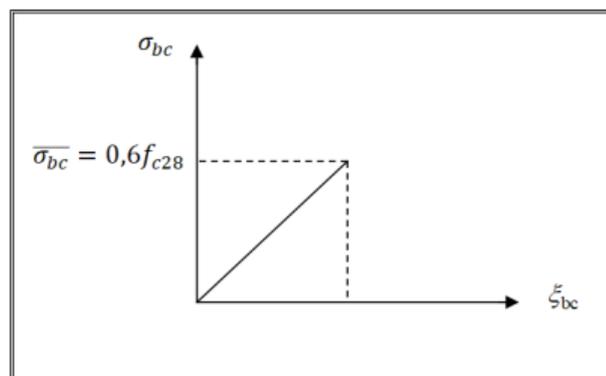


Figure I. 4 : Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS.

A. Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \text{ cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \text{ cas normal (fissuration préjudiciable)}$$

6.7.4. L'acier

A. Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, leur rôle a absorbé les contraintes de traction, cisaillement et de torsion.

- Pour le ferrailage des armatures transversales les ronds lisses de nuance Fe E215.

Chapitre I : Généralités

- Pour le ferrailage des armatures longitudinales les barres hautes adhérence de nuance Fe E400.
- Pour les hourdis des planchers à corps creux les treillis soudés.

B. Propriété mécanique

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisées :

Tableau I. 1: f_e en fonction du type d'acier

Aciers	Ronds lisses		Hautes adhérence		Treillis soudés a fils lisse	Treillis soudés a hautes adhérence
Désignation	Fe215	Fe235	Fe400	Fe500	TLE500	FeTE500
f_e (MPa)	215	235	400	500	500	500

C. Contrainte limite

- **Etat limite ultime** : Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$\sigma_s = E \times \varepsilon_s \quad \text{pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} ; \gamma_s : \begin{cases} 1.15 \text{ pour le cas normal} \\ 1 \text{ pour le cas accidentel} \end{cases}$$

ε_s : l'Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s : \begin{cases} 348 \text{ MPa pour une situation coutante} \\ 400 \text{ MPa pour une situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Etat limite de service** : Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

– **Cas de fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à faire

– **Cas de fissuration préjudiciable** :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour l'acier rond lisse} \\ \eta = 1.6 \text{ pour l'acier haut adhérence} \end{cases}$$

Avec : η : Coefficient de fissuration :

- **Cas de fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Protection des Armatures (l'enrobage e) :

On adopte : $e = h - d$ avec $d = h - e$

- **Contrainte limite de cisaillement :** La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$), est donnée par les expressions suivantes :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

- **Diagramme Déformations Contraintes :** Le diagramme contrainte σ_s , déformation ε_s à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

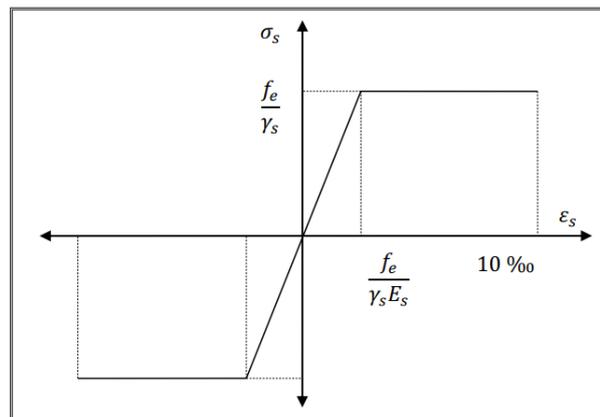


Figure I. 5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

7. Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges prises en compte dans les calculs sont celles données par le CBA 93 et le RPA 99/2003 :

Soit :

$$1.35G + 1.5 Q$$

| Chapitre I : Généralités

$$G + Q$$

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

G : la charge Permanente.

Q : la charge d'exploitation.

E : effort sismique.

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge.

1. Introduction

Dans n'importe quel projet de prédimensionnement des éléments structuraux représentent le point de départ et la base de la justification, non seulement à la résistance mais aussi à la stabilité de l'ouvrage, pour cela les éléments seront pré-dimensionnés suivant les règles BAEL91 et vérifier par la suite selon le RPA99 version 2003.

2. Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

2.1. Les poutres

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

A. Les poutres principales (longitudinales)

La hauteur des poutres principales

$$h = \max \left(\frac{L}{15} ; \frac{L}{10} \right)$$

L : La plus grand portées : L= 4.80 m

$$h = \max \left(\frac{L}{15} ; \frac{L}{10} \right) = \max \left(\frac{480}{15} ; \frac{480}{10} \right) = (32 \text{ cm} ; 48 \text{ cm})$$

Donc on prend : **h = 40 cm**

La largeur des poutres principales

$$b = \max (0.3 \times h ; 0.7 \times h) = \max (0.3 \times 40 ; 0.7 \times 40) = (12 \text{ cm} ; 28 \text{ cm})$$

Donc on prend : **b=30 cm**

Vérification :

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots b=30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}.$
- $h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h=40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}.$
- $h/b \leq 4.0 \dots\dots\dots \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4.0$

La section des poutres principales est (30×40).

B. Les poutres secondaires (transversales) : $L_{\max} = 4.20$ m

La hauteur de la poutre secondaire :

$$h = \max \left(\frac{L}{15}; \frac{L}{10} \right) = \max \left(\frac{420}{15}; \frac{420}{10} \right) = (28\text{cm}; 42\text{ cm})$$

Donc on prend : **h = 35 cm**

La largeur de la poutre secondaire :

$$b = \max (0.3 \times h; 0.7 \times h) = \max (0.3 \times 35 ; 0.7 \times 35) = (10.5\text{ cm}; 24.5\text{ cm})$$

Donc on prend : **b=30 cm**

Vérification :

- $b \geq 20\text{cm}$ $b=30\text{ cm} > 20\text{cm}$.
- $h \geq 30\text{cm}$ $h=35\text{ cm} > 30\text{cm}$.
- $h/b \leq 4.0$ $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4.0$

La section de la poutre secondaire est (35×30).

C. La poutre palière : $L_{\max} = 4.30$ m

La hauteur de la poutre palière :

$$h = \max \left(\frac{L}{15}; \frac{L}{10} \right) = \max \left(\frac{430}{15}; \frac{430}{10} \right) = (28\text{cm}; 43\text{ cm})$$

h = 30 cm

La largeur de la poutre palière :

$$b = \max (0.3 \times h; 0.7 \times h) = \max (0.3 \times 30 ; 0.7 \times 30) = (9\text{ cm}; 21\text{ cm})$$

b=30 cm

La section de la poutre palière est (30×30).

2.2. Les planchers

Pour notre bâtiment on a utilisé deux types de planchers :

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

A. Plancher à corps creux

Ce type de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de poutrelles coulées sur place et une dalle de compression.

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge.

- **La hauteur du plancher**

D'après le BAEL (article 6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{avec : } L_{max} = 420 - 30 = 390 \text{ cm} \quad h_t = \frac{390}{22.5} = 17.33 \text{ cm}$$

Donc on prend $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4) pour tous les planchers, 4 cm dalle de compression et 16 cm corps creux.

- **Les poutrelles (nervures)**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$b_0 \geq (0,3h ; 0,4h) = (0,3 \times 20 ; 0,4 \times 20)$$

$$b_0 \geq (6 \text{ cm} ; 8 \text{ cm}) \text{ donc } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_{max}}{10} \\ b_1 \leq \frac{L_n}{2} \\ 6 \times h_0 \leq b_1 \leq 8 \times h_0 \end{array} \right.$$

Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

$$\left[\begin{array}{l} b_1 \leq \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right. \quad b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Donc la largeur de la table de compression est : **b = 67 cm**

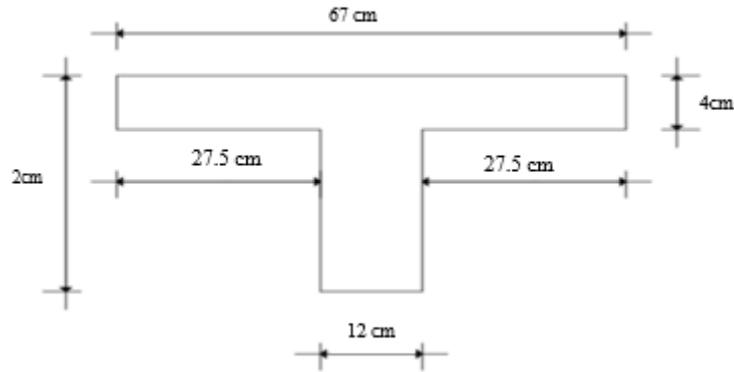


Figure II. 1: Schéma section en T.

B. Les dalles pleines (Balcon)

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1,2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

- **Critère de résistance :**

$$\left[\begin{array}{l} e \leq \frac{L_x}{20} \quad \text{pour une dalle a un seul appuis.} \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{pour une dalle a deux appuis.} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{pour une dalle a trois ou quatre appuis.} \end{array} \right.$$

Avec :

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

- **Coupe-feu :**

$$\left[\begin{array}{l} e \geq 7 \text{ cm} \quad \text{pour une heure de coup de feu.} \\ e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coup de feu.} \end{array} \right.$$

Ce projet comporte un seul de dalle a trois appuis et quatre appuis.

- Pour les balcons :

Pour $L_x=1.05 \text{ m}$ $e \leq \frac{105}{20}$ $e \leq 5.25 \text{ cm}$

Pour $L_x=1.40 \text{ m}$ $e \leq \frac{140}{20}$ $e \leq 7 \text{ cm}$

- Pour la cage de l'ascenseur : $1.80 \times 2.70 \text{ m}$

$$\frac{180}{50} \leq e \leq \frac{180}{40} \quad 3.6 \text{ cm} \leq e \leq 4.5 \text{ cm}$$

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge.

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant.

On opte pour :

- $e=15\text{ cm}$ d'épaisseur pour tous les balcons.
- $e=20\text{ cm}$ d'épaisseur pour les dalles pleines de la cage d'ascenseur.

2.3. Les escaliers

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. On a le même type d'escalier il a une forme droite et deux volées et d'un palier de repos.

Caractéristiques techniques :

Hauteur : $H= 3,10\text{ m}$ (RDC et étages)

La hauteur monter dans chaque volé $H'=1.55\text{ m}$

La longueur projetée de la paillasse $L= 2.40\text{ m}$

La longueur de la paillasse $L'=2.85\text{ m}$

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

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

Soit :

- g : giron.
- h : la hauteur de contre marche.

$$14\text{ cm} \leq h \leq 20\text{cm} \quad \text{et} \quad 25\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$$

On prend $h = 17\text{ cm}$ et $g = 30\text{ cm}$

$$59\text{ cm} \leq (30+2 \times 17) = 64 \leq 66\text{ cm}$$

L'inclinaison de la paillasse : $\alpha = 29.5^\circ$

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \quad \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \quad 9.5\text{ cm} \leq e \leq 14.25\text{ cm}$$

On fixe l'épaisseur a : $e = 15\text{ cm}$

2.4. L'acrotère

L'acrotère est un ouvrage émergent constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement des murs de façade Il permet la réalisation du relevé d'étanchéité de la toiture et participe pour tout ou partie, à la protection contre les chutes

- La hauteur de l'acrotère 60 cm.
- La largeur de l'acrotère 10 cm.

2.5. Les voiles

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent (action climatique) ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

D'après le RPA/V2003,

- $e \geq 15 \text{ cm}$(1)
- $e \geq \frac{he}{20}$(2)
- $L \geq 4e$ (3)

On a :

La hauteur libre de l'étage $h_e=2.90 \text{ m}$.

La portée du voile $L= 1.80 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

$$L = 180 \geq 4 \times 20 = 80$$

On fixe l'épaisseur $a : e = 20 \text{ cm}$

2.6. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivants :

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge.

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

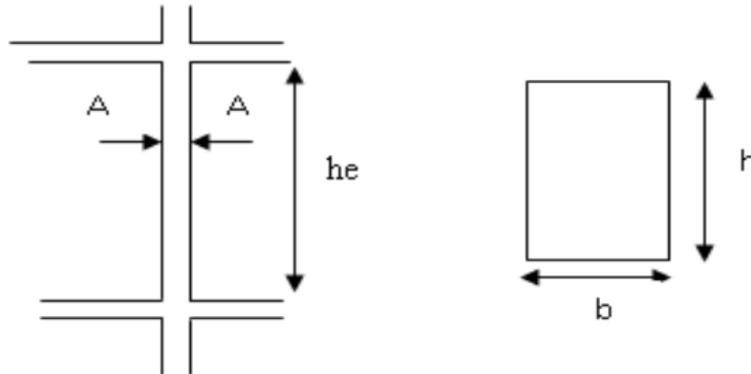


Figure II. 2 : Hauteur libre d'étage.

Les exigences de RPA en zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b,h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b,h) \geq \frac{he}{20} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{Article 7.4.1})$$

La hauteur libre de l'étage $h_e=2.90$ m.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau II. 1: Section des poteaux préalable.

Etage	RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5,6 et 7 et 8 ^{ème}
Section (cm²)	50×50	45×45	40×40	35×35

$$\left\{ \begin{array}{l} 1/4 \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \\ \text{Min}(30,30) \geq \frac{310}{20} = 15.5 \text{ cm} \\ \text{Min}(30,30) \geq 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA sont vérifiées.

3. Evaluation des charges et surcharges

3.1. Définition

La descente de charge a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

3.2. Les charges permanentes

A. Les planchers

- Inaccessibles

Tableau II. 2: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (Kg/m ²)
Protection en gravillon	5	80
Etanchéité multicouche	5	10
Forme de pente 1%	10	220
Isolation thermique	4	16
Dalle en corps creux	20	280
Enduit plâtre	2	20

La charge permanente totale qu'on a est $G=626 \text{ kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q =100 \text{ Kg/m}^2$.

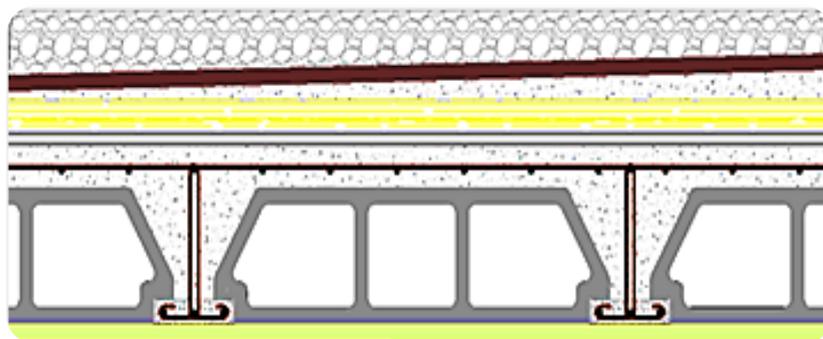


Figure II. 3: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Tableau II. 3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (Kg/m ²)
Protection en gravillon	5	80
Etanchéité multicouche	5	10
Forme de pente 1%	10	220
Isolation thermique	4	16
Dalle pleine	18	450
Enduit plâtre	2	20

La charge permanente $G = 796 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$.

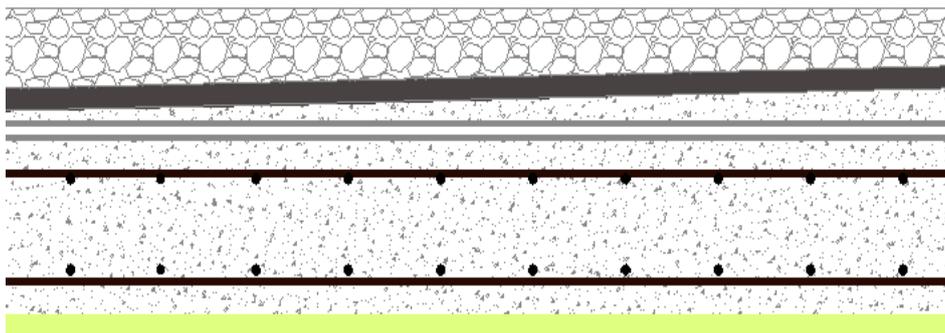


Figure II. 4: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

- Accessibles

Tableau II. 4: Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (Kg/m ²)
Cloison de séparation	10	100
Carrelage	2	40
Mortier de pose	2	40
Lit de sable	2	40
Dalle en corps creux	20	280
Enduit plâtre	2	20

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge.

La charge permanente totale qu'on a est $G=520 \text{ kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$.

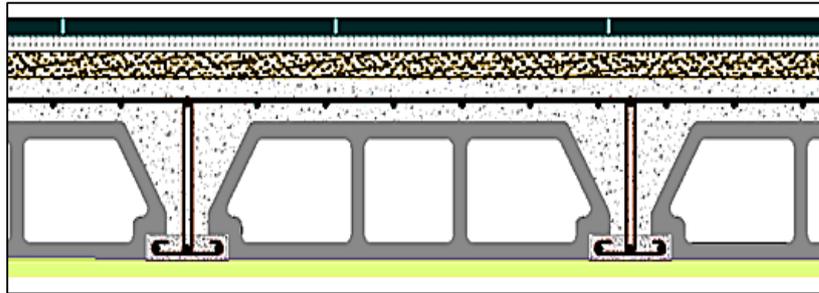


Figure II. 5: Coupe plancher étage courant.

B. Mur extérieur (double cloison)

Tableau II. 5: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (Kg/m ²)
Briques creuse	25	220
Enduit plâtre	2	20
Enduit ciment	2	40

La charge permanente : $G = 280 \times (3.10 - 0.40) = 756 \text{ Kg/ml}$.

C. Acroter

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$P = S \times 2500 = 0,069 \times 2500 = 172,5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit : ép 2cm} = 0.02 \times 2000 \times 0.60 \times 2 = 48 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente } G = 172.5 + 48 = 220,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

D. Les balcons

Tableau II. 6: Evaluation des charges permanentes de la dalle du balcon.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (Kg/m ²)
Carrelage	2	44
Mortier de pose	2	40
Lit de sable	2	40
Dalle pleine	15	375
Enduit plâtre	2	20

La charge permanente **G** = 519 Kg/m²

La charge d'exploitation **Q** = 350Kg/m²

E. Les escaliers

- Palier

Tableau II. 7: Evaluation des charges permanentes du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (Kg/m ²)
Carrelage	2	44
Mortier de pose	2	40
Lit de sable	2	40
Dalle pleine	15	375
Enduit plâtre	2	20

La charge permanente **G** = 519 Kg/m².

La charge d'exploitation **Q** = 250Kg/m².

- Paillasse

Tableau II. 8: Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (Kg/m ²)
Carrelage	2	44
Mortier de pose	2	40
Lit de sable	2	40
Dalle pleine	15	447
Marche	17	187
Enduit plâtre	2	20
Gardes corps	/	20

La charge permanente $G = 798 \text{ Kg/m}^2$

4. Descente de charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

4.1. Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3)

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q.

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Niveau 8 : Q_0 charge d'exploitation sur la terrasse

Niveau 7 : Q_0+Q

Niveau 6 : surcharge niveau 7 + $0,9Q$

Niveau 5 : surcharge niveau 6 + $0,8Q$

Niveau 4 : surcharge niveau 5 + $0,7Q$

Niveau 3 : surcharge niveau 4 + $0,6Q$

Niveau 2 : surcharge niveau 3 + $0,5Q$

Niveau 1 : surcharge niveau 2 + $0,5Q$

Niveau RDC : surcharge niveau 1 + $0,5Q$.

Le poteau le plus sollicité c'est P(B3)

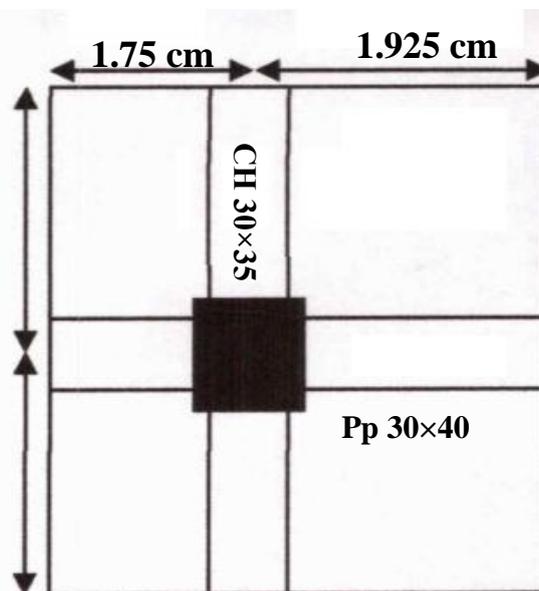


Figure II. 6: Le poteau le plus sollicité.

A. Plancher terrasse inaccessible

$$G_{\text{poteau}} : G_1 = 3.10 \times 0.30^2 \times 2500 = 698 \text{ kg.}$$

$$G_{\text{poutre}} : G_2 = (1.73 + 1.92) \times 0.3 \times 0.35 \times 2500 + (2.23 + 1.75) \times 0.3 \times 0.4 \times 2500 = 2150 \text{ kg.}$$

$$G_{\text{plancher}} : G_3 = (2.22 \times 1.73 + 1.92 \times 2.22 + 1.92 \times 1.75 + 1.75 \times 1.73) \times 626 = 9096 \text{ kg.}$$

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge.

$$G_{\text{total}} : G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 698 + 2150 + 9096 = \mathbf{11944 \text{ kg.}}$$

$$Q_t : Q_t = Q \times S = (2.22 + 0.30 + 1.75) \times (1.92 + 0.30 + 1.73) \times 100 = \mathbf{1687 \text{ kg.}}$$

B. Plancher étage courant

$$G_{\text{poteau}} : G_1 = 3.10 \times 0.3^2 \times 2500 = \mathbf{698 \text{ kg.}}$$

$$G_{\text{poutre}} : G_2 = (1.65 + 1.85) \times 0.3 \times 0.35 \times 2500 + (2.15 + 1.68) \times 0.3 \times 0.4 \times 2500 = \mathbf{2068 \text{ kg.}}$$

$$G_{\text{plancher}} : G_3 = (2.25 \times 1.75 + 1.95 \times 2.25 + 1.95 \times 1.78 + 1.75 \times 1.78) \times 524 = \mathbf{7814 \text{ kg.}}$$

$$G_{\text{mur}} = G_4 = (1.95 + 1.77) \times 756 = \mathbf{2813 \text{ kg.}}$$

$$G_{\text{total}} : G_t = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 698 + 2150 + 9096 + 2813 = \mathbf{14757 \text{ kg.}}$$

$$Q_t : Q_t = Q \times S$$

$$= [(1.92 + 0.3 + 1.73) \times 2.22 + (1.75 + 0.3) \times (1.72 + 0.3)] \times 250 + [(1.72 + 0.3) \times 1.92] \times 150$$

$$Q_t = \mathbf{3818 \text{ kg.}}$$

$$G_{\text{poteau}} : G_1 = 3.10 \times 0.35^2 \times 2500 = \mathbf{950 \text{ kg}} \quad G_t = \mathbf{15009 \text{ kg.}}$$

$$G_{\text{poteau}} : G_1 = 3.10 \times 0.40^2 \times 2500 = \mathbf{1240 \text{ kg}} \quad G_t = \mathbf{15299 \text{ kg.}}$$

$$G_{\text{poteau}} : G_1 = 3.10 \times 0.45^2 \times 2500 = \mathbf{1570 \text{ kg}} \quad G_t = \mathbf{15629 \text{ kg.}}$$

$$G_{\text{poteau}} : G_1 = 3.10 \times 0.50^2 \times 2500 = \mathbf{1938 \text{ kg}} \quad G_t = \mathbf{15997 \text{ kg.}}$$

Tableau II. 9: Descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Niveau	Charge permanent (G) (Kg)		Surcharge (Q) (Kg)		Nu=1.35G+1.5Q ELU (Kg)	Ns=G+Q ELS (Kg)
	Gt	Gcum	Q	Qcum		
8	11944	11944	1687	1687	18654,9	13631
7	14757	26701	3818	5505	44303,85	32206
6	14757	41458	3818	9323	69952,8	50781
5	15009	56467	3818	13141	95941,95	69608
4	15299	71766	3818	16959	122322,6	88725
3	15629	87395	3818	20777	149148,8	108172
2	15997	103392	3818	24595	176471,7	127987
1	15997	119389	3818	28413	203794,7	147802
RDC	15997	135386	3818	32231	231117,6	167617

Selon le CBA93 (art B.8.1.1) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime Nu a 10%, telle que : $Nu = 1,1(1,35G + 1,5Q)$

Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité. Où, on doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{1.1Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau II. 10: Vérification de la compression.

Niveau	Nu=1.35G+1.5Q(Kg)	1.1Nu(N)	Sectioncm ²	σ_{bc} (MPa)
8	18654,9	205203,9	35×35	1,67
7	44303,85	487342,4	35×35	3,97
6	69952,8	769480,8	35×35	6,28
5	95941,95	1055361	35×35	8,615
4	122322,6	1345549	40×40	8,41
3	149148,8	1640636	45×45	8,102
2	176471,7	1941189	50×50	7,765
1	203794,7	2241741	50×50	8,967
RDC	231117,6	2542294	50×50	10,17

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge.

$$\sigma_{bc} = \frac{1.1Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.20\text{MPa}$$

La condition est vérifiée.

Vérifications au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$)

L_0 : Hauteur libre du poteau 317 cm.

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 310 = 217\text{cm}$$

$$i: \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Tableau II. 11: Vérifications au flambement.

Niveau	Section(cm ²)	L _f (cm)	Inertie (cm ⁴)	<i>i</i>	λ
8	35×35	217	125052,08	10,1	21,48
7	35×35	217	125052,08	10,1	21,48
6	35×35	217	125052,08	10,1	21,48
5	35×35	217	125052,08	10,1	21,48
4	40×40	217	213333,33	11,55	18,79
3	45×45	217	341718,75	12,99	16,7
2	50×50	217	520833,33	14,43	15,03
1	50×50	217	520833,33	14,43	15,03
RDC	50×50	217	520833,33	14,43	15,03

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge.

Vérification au flambement : CBA (art B.8.4.1)

On doit faire la vérification suivante :

L'effort normal ultime N_u d'un poteau doit être ou plus égale à la valeur suivante :

$$Nu = \alpha \left[\frac{B_{rf28}}{\gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \geq Nu_{cal}$$

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ

L'élançement d'un poteau carré ($a = b$) :

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}}{a} l_f$$

Avec :

l_f : La longueur de flambement = $0.7 l_0$

l_0 : La longueur libre du poteau égale à 3.10 m.

$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 310 = 217 \text{ cm}$

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

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique. $B_r = (a - 2) (a - 2)$

A : est la section d'acier comprime prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{BAEL \min}; A_{RPA \min})$$

Selon BAEL91 : La section des armatures doit être au moins égale à :

- 4 cm² par mètre de longueur du parement : $A_{s1} = 4 \times 3,10 = 12.40 \text{ cm}^2$
 - 0,2% de la section de béton : $A_{s2} = 0,002 \times (50 \times 50) = 5 \text{ cm}^2$
- $A_{BAEL \min} : \max (A_{s1}; A_{s2}) = \max(12.40 ; 5) = 12.40 \text{ cm}^2$

Selon RPA99/V2003 :

$$A_{min} (RPA99/2003) = 0,8\% / \text{zone (II)}.$$

Tableau II. 12: Vérifications au flambement.

Niveau:	Br (cm ²)	L _f (cm)	λ	α	F _{c28} (MPa)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Nu cal (KN)	Nu (KN)
8	1089	217	21,477	0,79	25	12,4	9,8	205,2039	1339,924
7	1089	217	21,477	0,79	25	12,4	9,8	487,3424	1339,924
6	1089	217	21,477	0,79	25	12,4	9,8	769,4808	1339,924
5	1089	217	21,477	0,79	25	12,4	9,8	1055,361	1775,634
4	1444	217	18,793	0,804	25	12,4	12,8	1345,549	2280,766
3	1849	217	16,705	0,813	25	12,4	16,2	1640,636	2855,914
2	2304	217	15,034	0,82	25	12,4	20	1941,189	3512,804
1	2304	217	15,034	0,82	25	12,4	20	2241,741	3512,804
RDC	2304	217	15,034	0,82	25	12,4	20	2542,294	3609,748

5. Conclusion

Le pré dimensionnement effectué sur les éléments de l'ouvrage a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles du RPA ainsi que les différents critères.

Le Chapitre suivant fera l'objet d'étude des éléments secondaires de l'ouvrage.

Chapitre III : Calcul 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 :

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

2. Étude d'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.

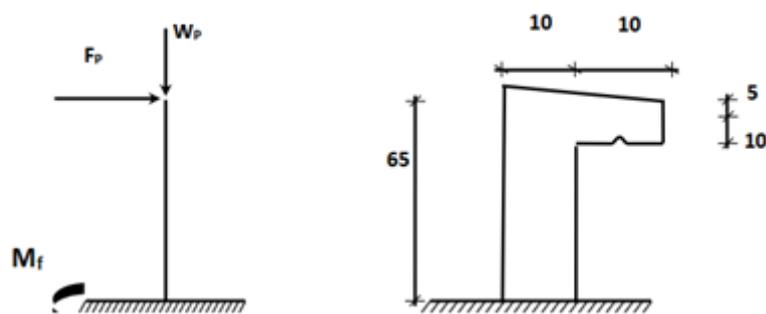


Figure III. 1: Acrotère.

2.1. Détermination des sollicitations

a) Charge Permanente

$$\text{Surface} = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = S \times 2,5 = 0,069 \times 2,5 = 0,1725 \text{ t/ml}$$

$$\text{Enduit de ciment } e=1.4 \text{ cm } (0.014 \times 0.6 \times 1.2) \times 2 = 0.02 \text{ t/ml}$$

$$G = 0,1925 \text{ t/ml}$$

b) Charge d'exploitation

Due à la main courante d'une personne $Q = 0,1 \text{ t/ml}$

c) La force F_p due au séisme

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A : coefficient d'accélération de la zone $A=0.15$

C_p : facteur de force horizontale $C_p=0.8$

$$W_p = 0.1925 \text{ t/ml}$$

$$F_p = 4.A.C_p.W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 0.1925 = 0.0924 \text{ t}$$

$$F_p = 0.0924 \text{ t} < Q = 0.1 \text{ t vérifiée}$$

d) Effort tranchant

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 0,1 \text{ t}$$

e) Moment fléchissant max dû à la surcharge Q

$$M_Q = T \times h = 0.1 \times 0.6 = 0.06 \text{ t.m}$$

f) Calcul à l'ELU

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,1925 = 0.259 \text{ t}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0.06 = 0.09 \text{ t.m}$$

g) Calcul à l'ELS

$$N_s = G = 0.1925 \text{ t}$$

$$M_s = 0.1 \times 0,6 = 0.06 \text{ t.m}$$

h) Calcul de l'excentricité

- **État limite ultime (ELU)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.09}{0.259} = 0.347 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,347 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{2}$ Donc la section est comprimée, car le centre de pression se trouve dehors de la section.

- **État limite de service (ELS)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.06}{0.259} = 0.231 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,231 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{2}$ alors la section est comprimée.

2.2. Le ferrailage de l'acrotère

- **Calcul a l'ELU**

Étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée. Soit : $b=100$ cm et $d=8$ cm, fissuration préjudiciable ;

e : L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section considérée ;

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f », puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armatures qui sera déterminée est fonction de celle déjà calculée.

Le moment fictif M_f est donné par :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.09 + 0.259 (0.08 - 0.210) = 0.0977 \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 b^2 f_{bu}} = \frac{0.0977 \times 10^7}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0107 < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bc}}) = 0.013$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.0795 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{0.0977 \times 10^7}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_U = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 35 - \frac{(0.259 \times 10^4)}{348} = 27.44 \text{ mm}^2 \rightarrow A_U = 0.27 \text{ cm}^2$$

2.3. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23(b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(100 \times 8) \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{On trouve } A_{\min} \geq A_s \quad A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

2.4. Vérification à l'État de service (ELS)

$$M_{\text{ser}} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{\text{ser}} = 0.06 \times 10^4 + 0.1925 \times 10^4 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.0657 \text{ t.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{n f_{t28}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$y_1 = \frac{n \sigma_{bc}}{(n \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s)} \times d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 201.63)} \times 8 = 4.2 \text{ cm}$$

$$Z_1 = d - \frac{y_1}{3} = 6.6 \text{ cm}$$

$$M_1 = \bar{\sigma}_{bc} \times b \times y_1 \times Z_1 \times 0.5 = 27.94 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser}} < M_1 \text{ donc } A'_{\text{ser}} = 0$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{(Z_1 \times \bar{\sigma}_s)} = \frac{0.0657 \times 10^7}{(66 \times 201.63)} = 0.5 \text{ cm}^2$$

2.5. Choix d'armature longitudinale

$$A_s = \max(A_{\text{ser}}, A_{\min}, A_u) = 0.966 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

La section minimale d'armature longitudinale doit satisfaire la condition

$$A \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 8 $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$.

2.6. Armature de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA6 = 1.13 cm²

2.7. Espacement

$$S_t > \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 13.77 \text{ cm}$$

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

2.8. Vérification de l'effort tranchant

$$\sigma_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{0.1 \times 10^4}{1000 \times 80} = 0.0125 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} = 0.15 \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\sigma_u < \sigma_{adm}$ donc la condition est vérifiée

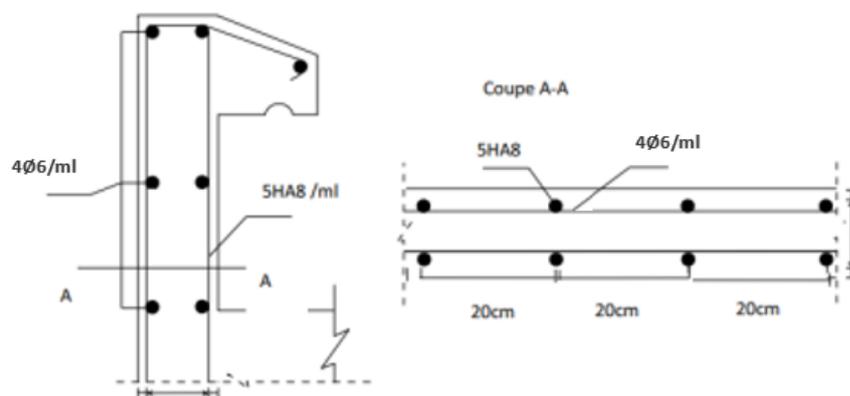


Figure III. 2: Ferrailage de l'acrotère.

3. Étude des escaliers

3.1. Présentation

Un escalier : est un élément structural constitué d'une succession de gradins qui permettant le passage à pied entre les différents niveaux de bâtiment.

Un palier : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la Fonction est de permettre un repos pendant la montée.

Une volée : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

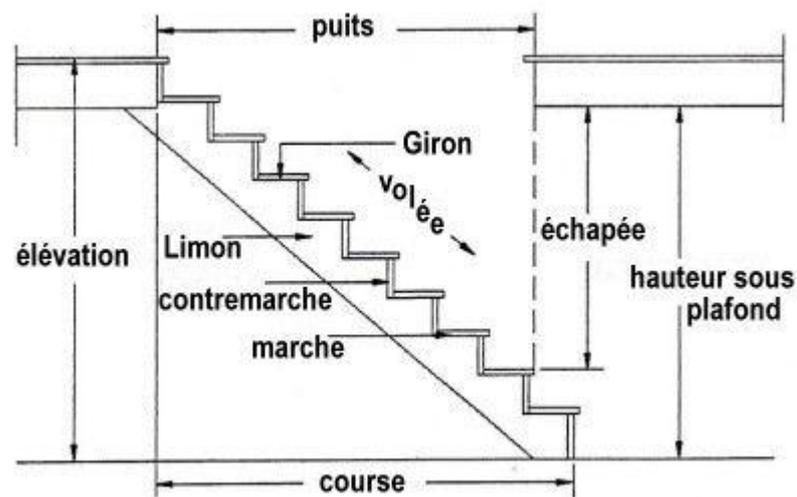


Figure III. 3: Schéma d'escaliers.

Notre structure comprend un seul type d'escaliers en béton armée à deux volées pour RDC et étage courante :

1- Prédimensionnement

- Hauteur : **H=3.10 m.**
- Largeur **2m.**
- Giron : **g=30 cm.**
- Hauteur de la marche **h=17 cm.**
- N_c : nombre des contres marche.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{310}{17} = 18.23 \text{ donc on a } \mathbf{18} \text{ contre marche.}$$

(Les 4 premiers contre marche de chaque étage $h=18\text{cm}$).

- Inclinaison de la paillasse : **$\alpha = 29.5^\circ$**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- La longueur de la paillasse $L'=2.85$ m.
- L'épaisseur de la paillasse : $e=15$ cm.
- La longueur projetée de la paillasse $L=2.40$ m.

2- Évaluation des charges

a) Volée d'escalier

$$G= 0.798 \text{ t/m}^2$$

$$Q= 0.250 \text{ t/m}^2$$

b) Palier de repos :

$$G= 0.519 \text{ t/m}^2$$

$$Q= 0.250 \text{ t/m}^2$$

Tableau III. 1: Combinaisons d'action sur l'escalier.

	G t/m ²	Q t/m ²	ELU t/m ²	ELS t/m ²
Volée	0.789	0.25	1.44	1.04
Palier de repos	0.519	0.25	1.07	0.77

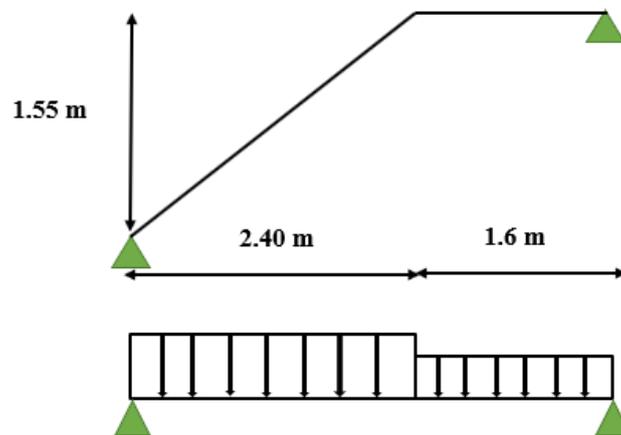


Figure III. 4: Schéma statique d'escalier.

3- Calcul de la charge équivalente

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$q_e = \frac{\sum q_i \times l_i}{\sum l_i}$$

$$q_{eu} = \frac{(1.44 \times 2.4 + 1.07 \times 1.6)}{(2.4 + 1.6)} = 1.3 \text{ t}$$

$$q_{es} = \frac{(1.04 \times 2.4 + 0.77 \times 1.6)}{(2.4 + 1.6)} = 0.93 \text{ t}$$

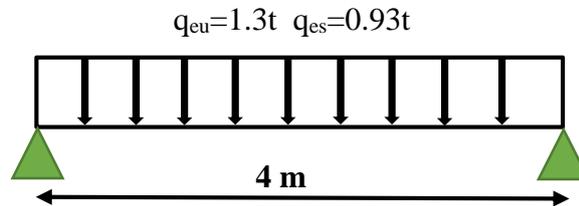


Figure III. 5: La charge équivalente.

4- Calcul des moments max et efforts tranchants max

$$M_{\max} = \frac{q_e \times l^2}{2} \quad \text{et} \quad T_{\max} = \frac{q_e \times l}{2}$$

On supposera que l'escalier est partiellement encastré dans les poutres d'appuis du fait de la solidarité entre les deux.

Donc, on a :

$$M_0 = M_{\max} ; M_a = 0.2M_0 ; M_t = 0.85M_0$$

Tableau III. 2: Moments ultimes et service.

	M_{\max} (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	T_{\max} (t)
ELU	2.6	2.21	0.52	2.6
ELS	1.87	1.59	0.37	1.87

5- Calcul du ferrailage :

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, la section du béton est $(100 \times 15) \text{ cm}^2$.

Tableau III. 3: Caractéristique du béton et de l'acier.

b (mm)	d (mm)	F_{c28} (MPa)	F_{t28} (MPa)	γ_b	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
1000	135	25	2.1	1.5	14.2	1.15	400	348

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{u \min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} \quad \sigma_u = \frac{T}{b \times d} \quad \sigma_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

a) Ferrailage longitudinal

- **Sur appui**

Moment sur appui : $M_{ua} = 0.52 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.52 \times 10^7}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.02$$

$0.02 < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.025$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.025) = 0.99$$

$$A_u = \frac{0.52 \times 10^7}{0.99 \times 135 \times 348} = 111.8 \text{ mm}^2 = 1.12 \text{ cm}^2.$$

Donc $A = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit on adopte : **4HA8/ml = 2.01 cm²/ml.**

- **Sur travée**

Moment sur appui : $M_{ut} = 2.21 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.21 \times 10^7}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.085$$

$0.085 < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085}) = 0.11$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.23) = 0.97$$

$$A_u = \frac{2.21 \times 10^7}{0.97 \times 135 \times 348} = 484.96 \text{ mm}^2 = 4.85 \text{ cm}^2.$$

Donc $A_u = 4.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit on adopte : **5HA12/ml = 5.65 cm²/ml.**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{u \min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 135 \times 2.1}{348} = 187.37 \text{ mm}^2 = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (2.01 ; 5.65 ; 1.87) \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées sont supérieures à 1.87 cm², on peut donc les conserver.

- **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{As}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Le choix 5HA8 soit 2,51 cm²/ml

- **Calcul espacement**

$$S_t > \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = (0.9 \times 13.5 ; 40 \text{ cm}) = 12.15 \text{ cm}$$

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

b) Ferrailage transversal

Effort tranchant maximal : $V_u = 2.554 \text{ t}$

Fissuration peu nuisible,

$$\sigma_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{2.6 \times 10^4}{1000 \times 135} = 0.19 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{adm} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\sigma_u = 0.19 < \sigma_{adm} = 3.33$ Donc la condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

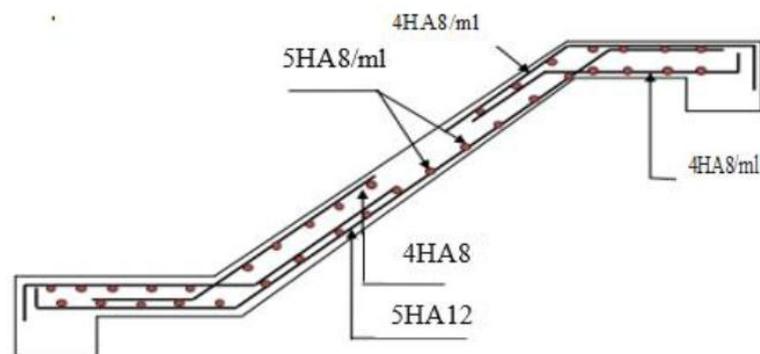


Figure III. 6: Schéma de ferrailage escalier.

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastree dans les poteaux, généralement situ à mi-étage et soumise à la flexion simple.

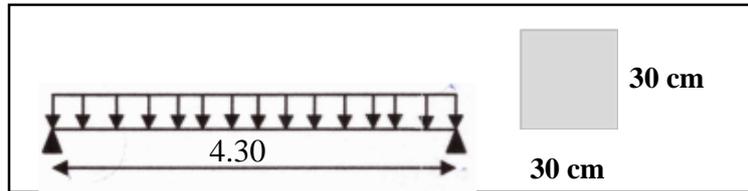


Figure III. 7: Schéma statique de la poutre palière.

A. Evaluation des charges et des sollicitations

Poids propre de la poutre : $P_p = 0.3 \times 0.3 \times 2.5 = 0.225$ t/ml

Poids propre de palier et de la paillasse : $q_e \times \frac{L}{2} = 1.3 \times \frac{4}{2} = 2.6$ t

Poids du mur : $\frac{(3.10 - 0.4) - 0.3}{2} \times 0.280 = 0.336$ t/ml

$$q_e = 1.35(0.225 + 0.336) + 2.6 = 3.35 \text{ t/ml.}$$

$$M_0 = \frac{3.35 \times 4.3^2}{8} = 7.74 \text{ t/ml.}$$

B. Calcul du ferrailage (flexion simple)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 28 \times 2.1}{348} = 1.16 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifier.}$$

C. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_{adm}, \text{ avec } T_u = \frac{q_e \times l}{2} = \frac{3.35 \times 4.3}{2} = 7.2 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{7.2 \times 10^4}{300 \times 280} = 0.85 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \text{ cette condition est vérifier.}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm on adopt } \emptyset_t = \text{HA8.}$$

4. Etude de la poutre palière

Tableau III. 4: Tableau de ferrailage de la poutre palière.

	Mu(t.m)	μ	A	Z(cm)	As(cm ²)	A adoptées (cm ²)
Travée	6.58	0.19	0.26	25	6.75	6HA12 = 6.79
Appui	2.32	0.07	0.09	27	2.38	6HA 10= 2.32

D. Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 28; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm.}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm.}$

5. Etude des planchers

Les planchers jouent un rôle très important dans les structures qu'ils supportent des charges verticales, en les transmettant aux éléments porteurs, et ils isolent les différents étages d'un point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher dalle pleine.

Dans notre projet, nous n'avons que des planchers à corps creux, qui comprennent dimensions des éléments porteurs (poutrelles) et des éléments de remplissage (corps creux) le tout recouvert d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



Figure III. 8: Plancher en corps creux.

5.1. Prédimensionnement des poutrelles

Il sera calculé comme une poutre en T donc sur des supports continus et fonctionnera en hyperstatique. Les sont les dimensions suivantes :

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; b = 67 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ;$$

5.2. Evaluation des charges et surcharges du corps creux

$$g = 0.65 \times G$$

$$q = 0.65 \times Q$$

Tableau III. 5: Evaluations des charges et surcharges dans les différents étages.

	G(t/m ²)	Q(t/m ²)	g (t/m ²)	q(t/m ²)	1.35g+1.5q(t/m ²)	g +q(t/m ²)
Terrasse	0,626	0,100	0,407	0,065	0,65	0,4719
E.C	0,520	0,150	0,338	0,098	0,603	0,436

5.3. Méthode de calcul

Les méthodes utilisées dans le calcul des sollicitations dans les poutrelles :

- **Méthode forfaitaire** : applicable aux planchers soumis à des Charges d'exploitations modérées.
- **Méthode de Caquot** : applicable aux planchers soumis à des charges D'exploitation relativement élevée.

5.4. Méthode forfaitaire

Les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées dites forfaitaires que l'on va présenter.

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max (2G; 5\text{KN/m}^2)$

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_{n-1}/l_n \leq 1,25$$

C4 → La fissuration est non préjudiciable.

Étapes à suivre :

- α : Rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes :

- $\alpha = \frac{Qb}{Qb+G}$

- M_0 la valeur maximale du moment isostatique fléchissant dans la travée, Ce moment est égale à : $M = \frac{Pl^2}{8}$

- M_w et M_e Les valeurs absolues des moments gauches (w) et droit (e) sont supportées dans la plage considérée ;

- M_t Moment de portée maximale compte tenu de la portée.

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max((1.05M_0) ; (1+0.3\alpha) M_0)$

- $M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$ dans une travée intermédiaire.

- $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} M_0$ dans une travée de rive.

- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées.
- 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travées.

En pratique, on calcule le moment isostatique équivalent M_0 pour chaque travée, déterminé pour chaque console en fonction du coefficient appliqué à sa position (0.4, 0.5, 0.6), puis on multiplie le moment sur la console par ce facteur, celui qui est le plus grand des deux moments M_0 en travée autour de cet appui ; enfin, le moment de travée M_t est calculé en appliquant les conditions 1 et 2 ci-dessus.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

La condition 3 peut être représentée par le schéma suivant en fonction du nombre de travées.

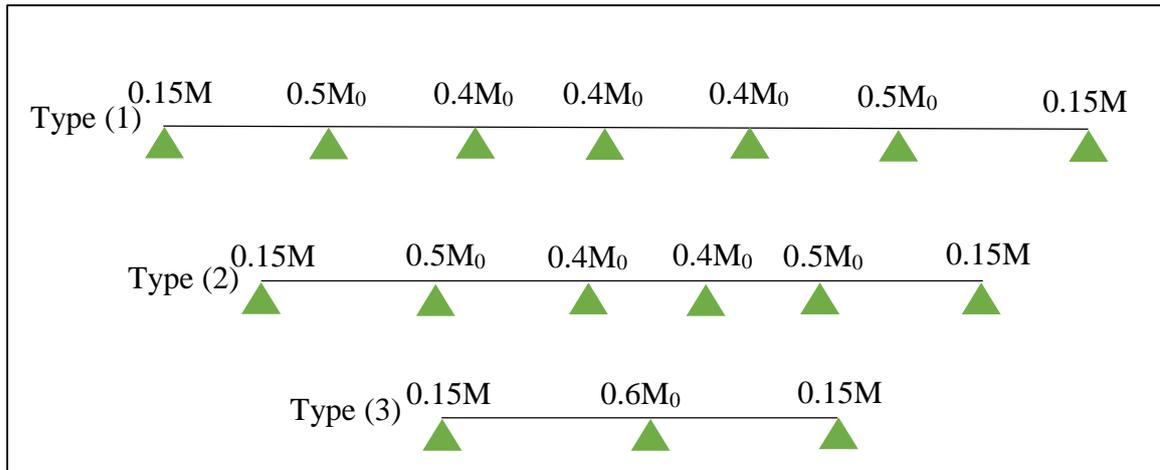


Figure III. 9: Moments fléchissant dans chaque appui.

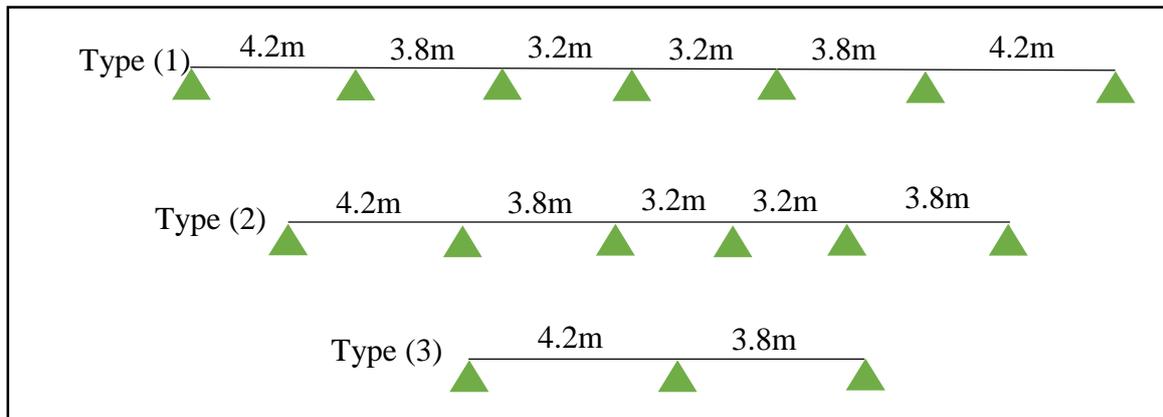


Figure III. 10: Types des poutrelles.

5.5. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- **Pour le plancher terrasse**

$$Q \leq \max(2G ; 5) \text{ kN/m}^2 \quad 1.00 \leq \max(2 \times 6.26 ; 5)$$

$$1 \leq \max(12.52 ; 5) \quad 1 < 12.52 \text{ cette condition est vérifiée.}$$

- **Pour le plancher étage courant et RDC**

$$Q \leq \max(2G ; 5) \text{ kN/m}^2 \quad 1.50 \leq \max(2 \times 6.26 ; 5)$$

$$1.5 \leq \max(12.52 ; 5) \quad 1.50 < 12.52 \text{ cette condition est vérifiée.}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité, donc cette condition est vérifiée.

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad 0.8 \leq \frac{420}{380} \leq 1.25 \quad 0.8 \leq 1.10 \leq 1.25 \text{ cette condition est vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

La fissuration est peut préjudiciable, cette condition est vérifiée.

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire, car les 4 conditions sont vérifiées.

5.6. Ferrailage des poutrelles type 3(RDC et Étage courant)

$$\alpha = \frac{0.098}{0.436} = 0.224$$

$$M_{01} = \frac{0.603 \times 4.2^2}{8} = 1.33 \text{ t.m}$$

$$M_{02} = \frac{0.603 \times 3.8^2}{8} = 1.08 \text{ t.m}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.224}{8} \times 1.33 = 0.84 \text{ t.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.224}{8} \times 1.08 = 0.68 \text{ t.m}$$

$$M_{a1} = 0.15M_{01} = 0.20 \text{ t.m}$$

$$M_{a3} = 0.15M_{02} = 0.162 \text{ t.m}$$

$$M_{a2} = 0.6 \max(1.33; 1.08) = 0.816 \text{ t.m}$$

La condition $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max((1.05M_0); (1+0.3\alpha) M_0)$

$$M_{t1} \geq 1.42 - \frac{0.20 + 0.816}{2} = 0.94 \text{ t.m}$$

$$M_{t2} \geq 1.16 - \frac{0.816 + 0.162}{2} = 0.67 \text{ t.m}$$

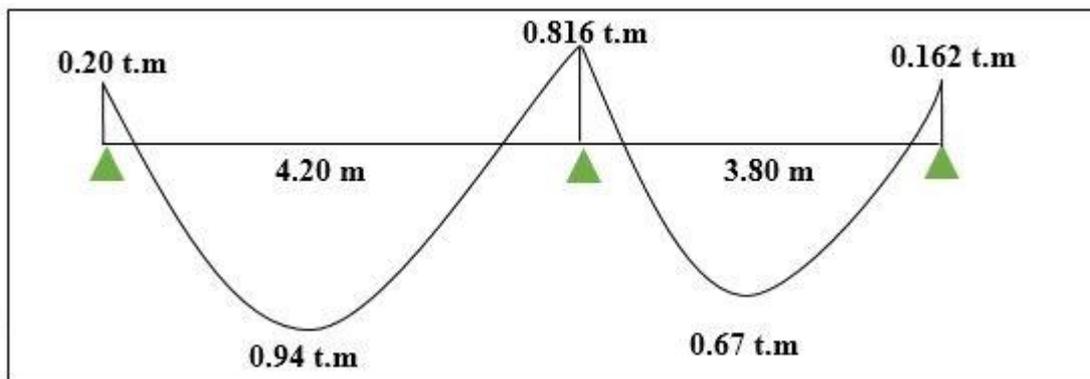


Figure III. 11: Diagramme des moments aux ELU du 3^{ème} type des poutrelles.

$c = 2 \text{ cm}$; $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $F_{cb} = 14.2 \text{ MPa}$. ; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

Pour le troisième type des poutrelles (3 appuis au niveau du Plancher terrasse) :

•ELU

En travée : $M_{\max} = M_t = 0.94 \text{ t.m}$

Sur appui : $M_{\max} = M_a = 0.816 \text{ t.m}$

Moment M_{tb} de la table

$$M_{tb} = b \times h_0 \times f_{cb} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 6.1 \text{ t.m}$$

$M_{tb} > M_t$ Donc l'axe neutre coupe la table de compression, le calcul se fait sur une section rectangulaire ($b \times h$) d'une largeur constante égale à la largeur de la table de compression.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} ; \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; A_u = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

Tableau III. 6: Tableau de ferrailage de la poutrelle.

Section	M (t.m)	b, b ₀ (cm)	d (cm)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix cm ²
Appuis	0.816	12	18	0.147	0.199	0.920	1.41	2.26	2HA12=2.26
Travées	0.94	67	18	0.031	0.039	0.9844	1.5	1.41	3HA10=2.36

5.7. Calcul de l'effort tranchant

A. Travée 1 : L= 4.2 m

$$M_w = 0.20 \text{ t.m} ; M_e = 0.816 \text{ t.m} ; Q_u = 0.65 \text{ t/m}^2$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{2} = \frac{0.65 \times 4.2}{2} + \frac{0.816 - 0.2}{2} = 1.673 \text{ t}$$

B. Travée 2 : L= 3.8 m

$$M_w = 0.816 \text{ t.m} ; M_e = 0.162 \text{ t.m} ; Q_u = 0.65 \text{ t/m}^2$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{2} = \frac{0.65 \times 3.8}{2} + \frac{0.816 - 0.162}{2} = 1.038 \text{ t}$$

Tableau III. 7: Tableau des efforts tranchants.

Travée	1 L = 4.2 m	2 L = 3.8 m
Effort tranchant ultime V _u (t)	1.673	1.038

5.8. Vérification de l'effort tranchant

La fissuration est peut préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16730}{120 \times 180} = 0.77 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

5.9. Armatures transversales

Diamètre maximal des armatures d'âmes

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{h_0}{10} ; \varnothing_1 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (0.571 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} ; 1.2) = 0.571 \text{ cm}$$

On prend $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$, on adopte un cadre de $\varnothing 6$ avec $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

5.10. Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40) = (18,40) \text{ cm}$$

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

Le premier cadre sera $S_t/2 = 7,5 \text{ cm}$.

5.11. Calcul de la longueur de recouvrement

Acier en FeE400 ; $L_r = 40 \varnothing l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

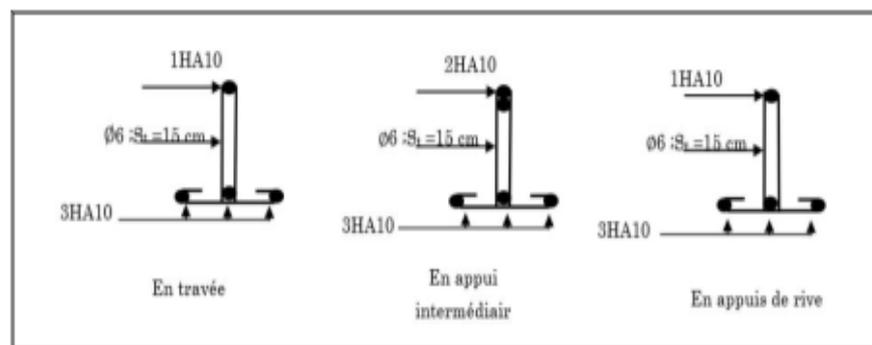


Figure III. 12: Schéma de ferrailage des poutrelles à corps creux.

6. Etude du balcon

6.1. Calcul des balcons en béton armé

Notre balcon est considéré comme une porte à faux (consol), on fait son calcul comme une poutre encastree d'une seule extremité, Le calcul se fait pour une bande de 1m.

Largeur : 1.2 m ; Longueur : 3.85 m ; Épaisseur : 15 cm ; enrobage $c = 2\text{cm}$

$d = 13\text{ cm}$.

6.2. Évaluations des charges

La charge permanente $G = 519\text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q = 350\text{Kg/m}^2$.

La Charge concentree due au poids de garde-corps : $P = 100\text{ Kg/ml}$

6.3. Calcul des moments d'encastremets

- **ELU :**

$$M_u = 1.35 \left(G \times \frac{L^2}{2} + P \times L \right) + 1.5 \times Q = 1.35 \left(5.19 \times \frac{1.2^2}{2} + 0.1 \times 1.2 \right) + 1.5 \times 3.5$$

$$M_u = 10.45\text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.35 \times (G \times L + P) + 1.5 \times Q \times L = 1.35 \times (5.19 \times 1.2 + 0.1) + 1.5 \times 3.5 \times 1.2$$

$$T_u = 14.84\text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$M_s = \left(G \times \frac{L^2}{2} + P \times L \right) + Q = \left(5.19 \times \frac{1.2^2}{2} + 0.1 \times 1.2 \right) + 3.5$$

$$M_s = 7.35\text{ KN.m}$$

6.4. Calcul du ferrailage des balcons

A. Ferrailage longitudinal

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration sera considérée comme préjudiciable, Le balcon est un élément travaillant en flexion simple.

- **ELU :**

Sachant que le moment ultime est de : $M_u = 10.45\text{ KN.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times (h-c)^2} = \frac{10.45 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times (130)^2} = 0.043 < \mu_{lim} = 0.358$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.055 ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

D'où une section d'armatures à l'état limite ultime de :

$$A_u = \frac{10.45 \times 10^6}{0.97 \times 135 \times 348} = 229.31 \text{ mm}^2 = 2.29 \text{ cm}^2.$$

- **ELS :**

Le moment à l'état limite de service : $M_s = 7.35 \text{ KN.m}$

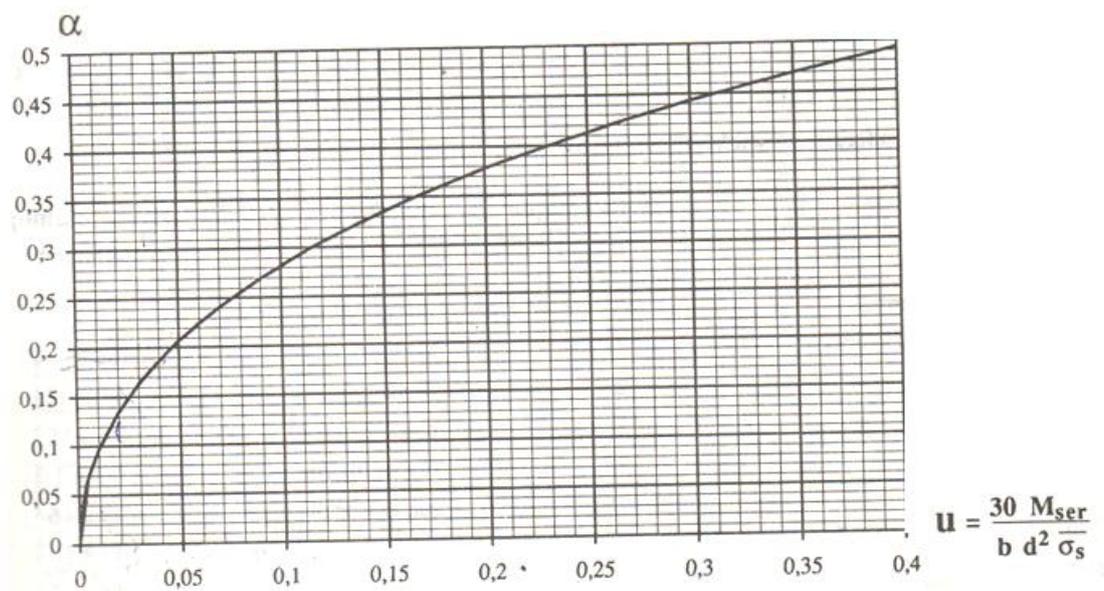
La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{n f_{t28}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{30 \times M_s}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{30 \times 7.35 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 348} = 0.037$$

α : est directement lu à partir de cette abaque :



Pour une valeur de $\mu = 0.037 \rightarrow \alpha = 0.18$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1000 \times 130 \times 0.18^2}{30(1-0.18)} = 1.71 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 130 \times 2.1}{348} = 180.43 \text{ mm}^2 = 1.8 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale selon le CBA 93 :**

$$A = 0.5 \frac{b \times h}{100} = 0.5 \frac{1000 \times 150}{100} = 7.5 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures du balcon sera déduite à partir du cas le plus défavorable, soit :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_{\text{ser}} ; A_{\min} ; A) = (2.29 ; 1.71 ; 1.8 ; 7.5) = 7.5 \text{ cm}^2$$

Choix de la section des armatures principales : 7 HA 12/ml \Rightarrow 7,92 cm²/ml

Soit un espacement de 14 cm

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Le choix 5HA8 soit 2,51 cm²/ml

Soit un espacement de 20 cm

B. Ferrailage transversal

Effort tranchant maximal : $V_u = 14.84 \text{ KN}$

Fissuration peu nuisible,

$$\sigma_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{14.84 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.11 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

C. Conditions à respecter

- Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6 mm, condition vérifiée.
- Espacement minimal : En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ cette condition est vérifiée.}$$

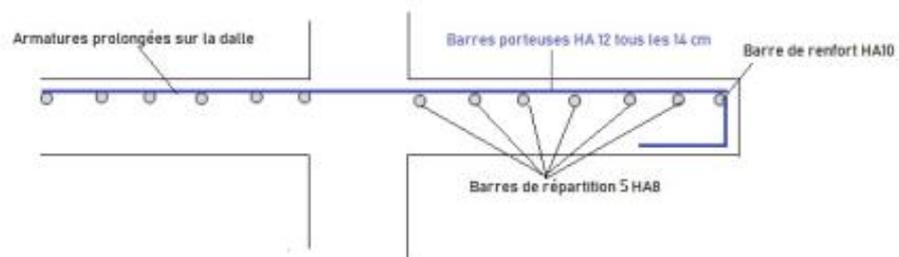


Figure III. 14 : Schéma de ferrailage du balcon.

CHAPITRE IV : Calcul sismique

1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts sera conduite par le logiciel Robot millenium.

2. Objectif de l'étude dynamique

Les études sismiques de structures réelles sont souvent très complexes et nécessitent des calculs très laborieux. C'est pour cette raison que l'on utilise souvent des modèles qui simplifient suffisamment le problème pour pouvoir le résoudre.

3. Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA99/2003, l'article 4.1.1, le calcul des forces sismiques sur un bâtiment peut être mené suivant trois méthodes :

- 1- La méthode statique équivalente (MSE).
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas applicables. Il est donc nécessaire d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale, en utilisant des

réponses telles que définies dans *RPA 99/2003*. Cependant on doit faire quelques vérifications concernant la méthode statique équivalente.

3.1. Vérification de la méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'action sismique réelle qui se produit sur la construction est remplacée par un système de force statique fictive. L'effet de ces forces est considéré comme équivalent à celui causé par le mouvement du sol dans une direction quelconque.

Des forces sismiques équivalentes seront prises en compte pour une application dans une direction orthogonale le long des deux axes choisis par le concepteur.

3.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Selon le RPA99/2003 article 4.1.2

- Le bâtiment ou bloc satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en aux conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes.

Zone II -a :

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

Zone II-b et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Notre structure qui est implantée en zone II a, selon le RPA 99/2003, Art. 4.1.2, avec une hauteur supérieure à 23m, soit 33.8 m de et un groupe d'usage 2. Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas, ce qui nous mènera à utiliser une méthode dynamique, à savoir, la « méthode d'analyse modale spectrale ». Pour cela, nous allons utiliser la méthode numérique développée dans le logiciel « Robot 2014 ».

4. Présentation du logiciel de calcul

La recherche pour ce projet est basée sur les résultats d'une modélisation 3D Utiliser le logiciel le logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014*. Ce logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents éléments structuraux. Nous avons utilisé ceci pur tout calcul de nos structures (modélisation, vérification, sollicitations, ferrailage...). Le système est basé sur la méthode des éléments finis, Le CDG et CDI se calcul automatiquement ainsi que le poids total de la structure, l'instruction "vérifier la structure" qui détermine l'erreur et précise son emplacement. Il permet d'obtenir des résultats dans des tableaux et des graphiques aussi détaillés que possible force interne (moment fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normal N, contraintes normale...).

Les figures suivantes présentent la vue tridimensionnelle de la structure après modélisation :

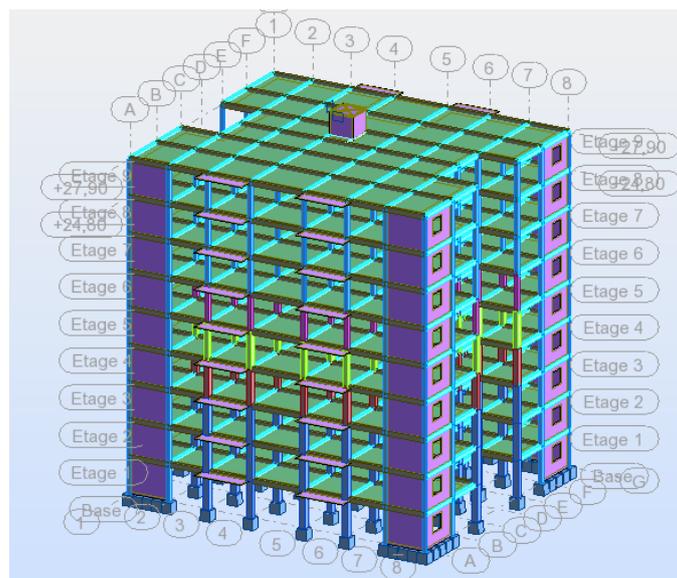


Figure IV. 1: Vue en 3D du modèle de la structure.

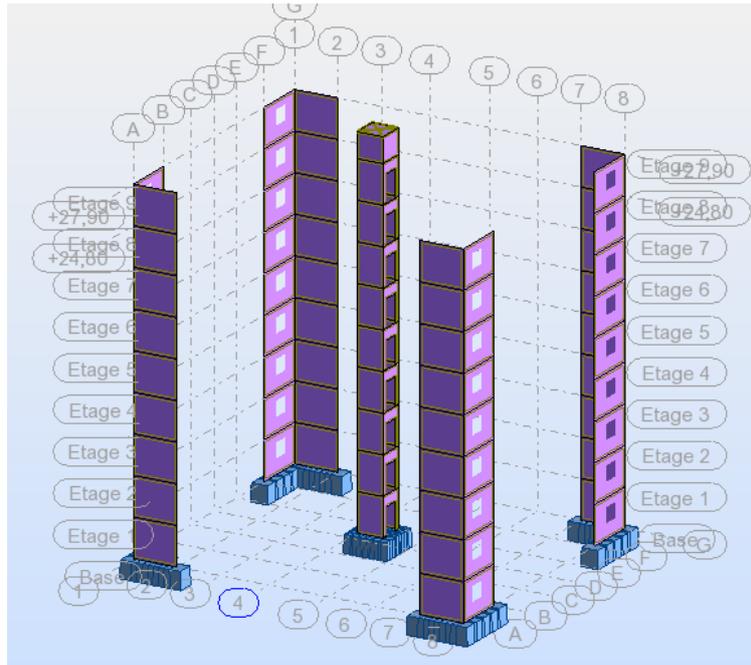


Figure IV. 2: Vue en 3D de la disposition des voiles.

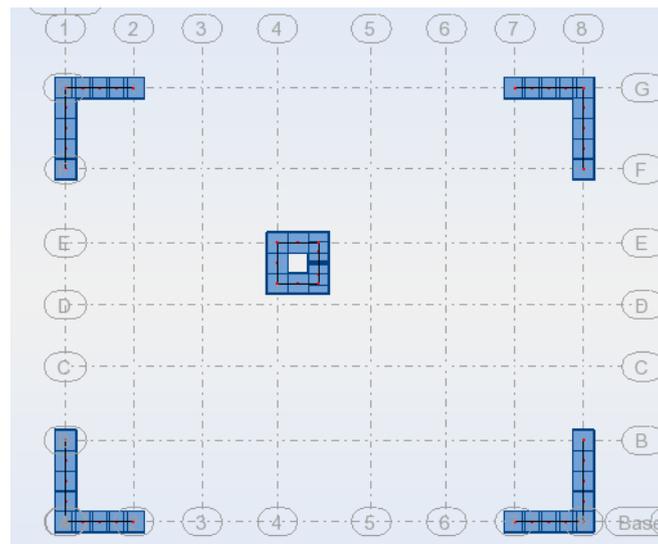


Figure IV. 3: Vue en plan de la disposition des voiles au niveau 00.

Interprétation des Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel Robot, et la vérification suivant le RPA 99/2003.

Tableau IV. 1: Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2014).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	1,55	0,64	65,32	0,00
4/ 2	1,57	0,64	65,32	65,94
4/ 3	2,52	0,40	65,44	65,94
4/ 4	5,50	0,18	83,80	66,45
4/ 5	5,60	0,18	84,29	85,47
4/ 6	9,14	0,11	84,29	85,47
4/ 7	9,27	0,11	84,29	85,47
4/ 8	9,39	0,11	84,29	85,47
4/ 9	9,94	0,10	84,30	86,60
4/ 10	9,98	0,10	84,33	91,59
4/ 11	10,62	0,09	84,34	91,61
4/ 12	10,71	0,09	85,09	91,61
4/ 13	10,82	0,09	91,06	91,65

Nombre de modes considérer :

Notre système a atteint les 90% de la masse cumulée dans les deux sens au 13^{ème} mode, donc on va retenir **13 modes**.

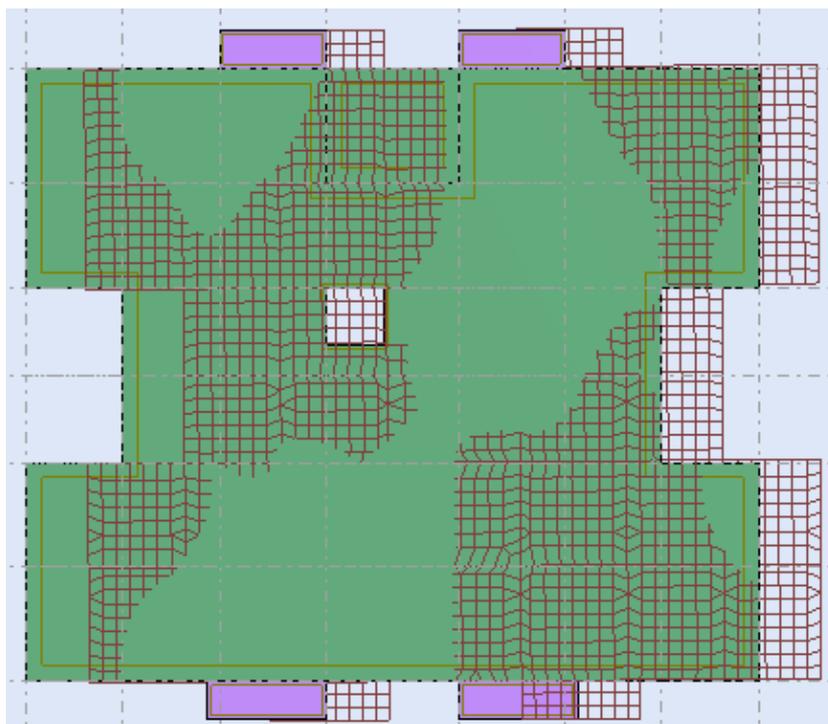


Figure IV. 4: 1^{er} mode de vibration.

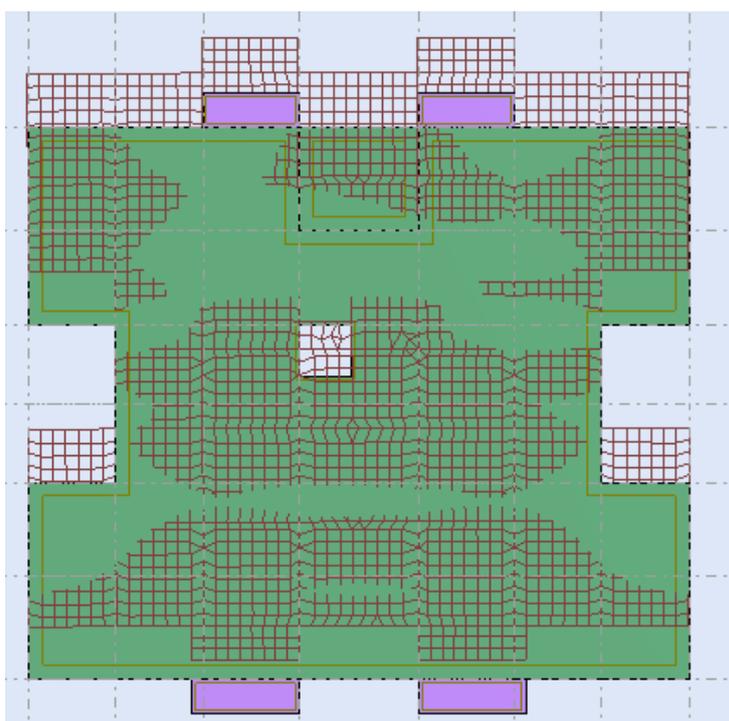


Figure IV. 5: 2^{ème} mode de vibration.

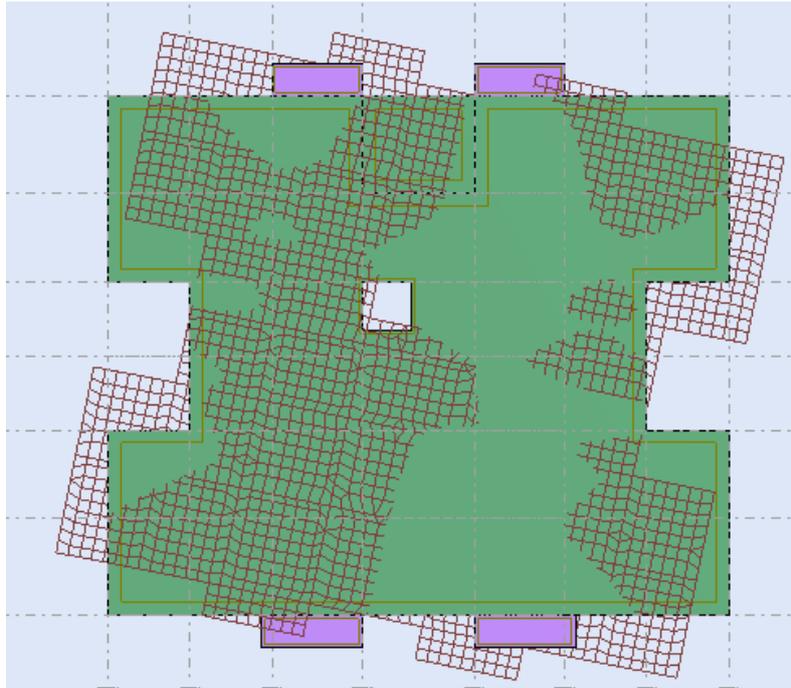


Figure IV. 6: 3^{ème} mode de vibration.

5. Vérification de la période

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante : $T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$H_N = 27.9\text{m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau IV.6 du RPA/99.2003.

Notre structure assurée partiellement par des voiles en béton armé donc $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times 27.90^{\frac{3}{4}} = 0.61 \text{ s}$$

$$1,3 T = 1,3 \times 0,46 = 0.79 \text{ s}$$

La période fondamentale numérique $T_{\text{num}} = 0.7$

$T=0.61 < T_{\text{num}} = 0.7 < 1,3 T = 0.79 \text{ s}$ cette condition est vérifiée.

6. Classification des sites

D'après l'article 3.3 (RPA99/2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

Notre structure est située dans un site de catégorie **S3** (un site meuble).

7. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

7.1. Coefficient d'Accélération de Zone

A : Donné par le Tableau IV.1 RPA 99/ 2003.

Tableau IV. 2: Coefficient d'accélération de zone .

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2B	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Dans notre cas le bâtiment se trouve en zone 2a et avec un groupe d'usage 2, donc $A=0.15$

7.2. Facteur d'amplification dynamique D

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- **Périodes caractéristiques** T_1 ; T_2 :

Tableau IV. 3: Valeurs de T1 et T2.

Site	S1	S2	S3	S3
T₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T₂	0.3	0.4	0.5	0.7

On a pour un site meuble (S3) $T_2 = 0.5 \text{ sec}$, $T_1 = 0.15\text{s}$

η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \quad \text{si } \zeta = 5\% \text{ on a } \eta = 1$$

- **Calcul de η : facteur de correction d'amortissement :**

D'abord, on calcule le pourcentage d'amortissement Critique ζ .

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV. 4: Valeurs de ζ (%).

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Le bâtiment est en béton armé avec portique $\zeta = 7 \%$

Calcul de η : facteur de correction d'amortissement ;

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = 0.882 > 0.7 \dots\dots\text{Donc c'est vérifié.}$$

7.3. Coefficient de Comportement Global de la Structure R

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Selon le tableau IV des RPA99/2003.

Les sollicitations dues aux charges verticales reprises par :

- Les voiles de contreventement : 8714,91 (t) qui représente **23.23% (>20%)**
- Les poteaux : 28805.34 (t) qui représente 76.77%

Suivant l'article (3.4 de RPA 99/2003), de classification des systèmes de contreventement (système 2), notre système de contreventement constitué par de voiles et de portiques en béton armé et les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Donc le coefficient de comportement global de la structure **R=3.5**

- **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de la redondance et la géométrie, la régularité en plan et en élévation et contrôle de la construction.

La valeur de Q est donnée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau (IV.5).

Tableau IV. 5: Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P _q	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10

Les conditions non vérifiées sont : Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution. Donc : P_q = 0.05 + 0.1 = 0.15

Q = P_q + 1 = 1.15 Donc on trouve ; Q = 1.15 dans les deux sens.

Tableau IV. 6 : Valeurs du coefficient C_T.

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05

- **Calcul de période :**

La valeur de la période de calcul (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; T = 0.09 \frac{H_N}{\sqrt{D}}$$

H_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (IV.6).

H_N = 27.9m

Chapitre IV : Calcul sismique

C_T : notre structure assurée partiellement par des voiles en béton armé donc $C_T = 0.05$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Estimation de la période fondamentale :**

$$T = 0.09 \times \frac{27.90}{\sqrt{D}} \rightarrow \begin{cases} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 27.90^{\frac{3}{4}} = 0.61 \text{ s} \\ \text{Sens x : } h_N = 27.90 \text{ m.} \quad D_x = 26.5 \text{ m} \quad T_x = 0.48 \text{ s} \\ \text{Sens y : } h_N = 27.90 \text{ m.} \quad D_y = 22.4 \text{ m} \quad T_y = 0.53 \text{ s} \end{cases}$$

7.4. Calcul de Facteur d'amplification D

$$\text{Sens x : } D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.5}{0.48} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.26$$

$$\text{Sens y : } D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.5}{0.53} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.12$$

Poids total de la structure W, Nous avons pris le poids total calculé par le logiciel Robot.

D'après la formule (4.5) du RPA99/03 : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

WG(i) : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

WQ(i) : Charges d'exploitation au niveau (i).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas **$\beta = 0.2$** .

Donc ; **W = 4890.94 t**

8. Effort tranchant à la base

$$\text{Sens x : } V_x = \frac{A.D.Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.26 \times 1.15}{3.5} \times 4916.27 = \mathbf{547.60 \text{ t.}}$$

$$\text{Sens y : } V_y = \frac{A.D.Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.12 \times 1.15}{3.5} \times 4916.27 = \mathbf{513.68 \text{ t.}}$$

9. Vérification de l'effort sismique à la base de la structure

Selon RPA 99 /2003, l'article 4-3-6, on doit vérifier V (dynamique) > 80%V (statique)

D'après les résultats obtenus du logiciel « ROBOT » l'effort tranchant à la base (tableau réactions-Ex/Ey- somme réactions)

$E_x = 439,33\text{t} > 0.8 \times 547.60 = 438.08 \text{ t}$ cette condition est vérifiée.

$E_y = 427,69\text{t} > 0.8 \times 513.68 = 410.94 \text{ t}$ cette condition est vérifiée.

10.Méthode d'Analyse Modale Spectrale

Cas 4 : Modale
Type d'analyse : Modale
Données:
Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
Nombre de modes : 13
Nombre d'itérations : 40
Tolérance : 1.00000e-004
Amortissement : 0.070
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)

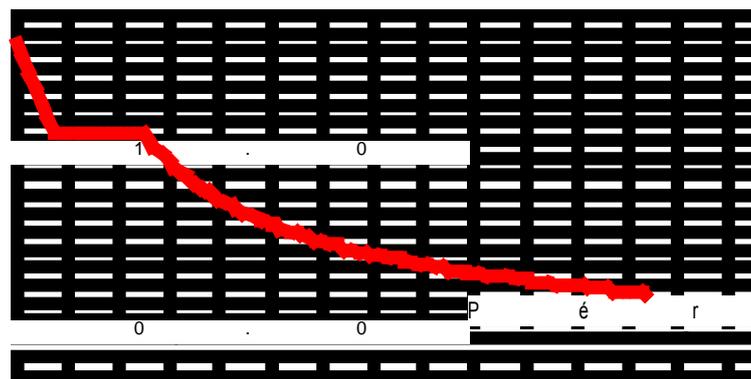
Direction de l'excitation :

X = 1.150

Y = 0.000

Z = 0.000

A c 2 c é 0 ě r a



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Chapitre IV : Calcul sismique

Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 3.500
Amortissement : $x = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.150

$T_1 = 0.150$

$T_2 = 0.500$

Cas 6 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y

Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)

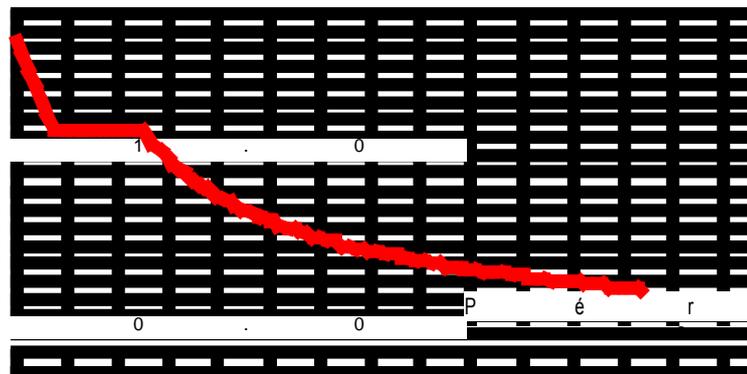
Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.100

Z = 0.000

A c 2 c é 0 è r a



Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 3.500
Amortissement : $x = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Chapitre IV : Calcul sismique

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2 + \xi)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

10.1. Vérification

Selon RPA 99 V 2003, (art 4-2-4-4), on doit vérifier :

T_x Théorique = 0.50 s.

T_y Théorique = 0.53 s.

T_{Calculé} = 0,64sec.

$$1,3 \times T_{\text{Théorique}} \geq T_{\text{Calculée}}$$

Suivant X : $1,3 \times T_{\text{Théorique}} = 1,3 \times 0.50 = 0.643\text{sec} > 0,64\text{sec}$ cette condition est vérifiée.

11. Vérification déplacement inter-étage

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donnés par le RPA dans l'article (4.4.3) sont calculés comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le RPA (Art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivante : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage (RPA art 5-10),

$$\bar{\Delta} = \frac{h_e}{100} = \frac{310}{100} = 3.1 ; \text{ Avec : } (\Delta_{kx} ; \Delta_{ky}) < \bar{\Delta}$$

Tableau IV. 7 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens (x-x : y-y).

Etage	Δ_{kx}	Δ_{ky}	$\bar{\Delta}$	Vérification
RDC	0,3	0,3	3.1	cv
1	0,6	0,6	3.1	cv
2	0,7	0,7	3.1	cv
3	0,8	0,9	3.1	cv
4	0,9	0,9	3.1	cv
5	1,0	1,0	3.1	cv
6	1,0	1,0	3.1	cv
7	1,0	1,0	3.1	cv
8	0,9	1,0	3.1	cv

12. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des

bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_k} \leq 0.10$

$P = \sum n (W G i + \beta W Q i)$(voir paragraphe 4.2.3 calcul de W) RPA99/03

Δ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

P : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

V : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

H : Hauteur de l'étage (k).

Tableau IV. 8 :Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens x-x.

Etage	P(t)	Δ(cm)	V(t)	H(cm)	θ	Vérification $\theta < 0.10$
RDC	4922,75	0,3	447,15	310	0,010654035	cv
1	4277,1	0,6	437,98	310	0,01575083	cv
2	3782,44	0,7	418,47	310	0,017494328	cv
3	3287,78	0,8	390,64	310	0,01900476	cv
4	2782,53	0,9	356,72	310	0,020129857	cv
5	2265,07	1,0	315,8	310	0,020823337	cv
6	1733,77	1,0	267,32	310	0,018829589	cv
7	1187	1,0	209,09	310	0,016481558	cv
8	640,23	0,9	133,57	310	0,013915791	cv

Tableau IV. 9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens y-y.

Etage	P(t)	Δ(cm)	V(t)	H(cm)	θ	Vérification $\theta < 0.10$
RDC	4922,75	0,3	447,15	310	0,010757005	cv
1	4277,1	0,6	437,98	310	0,015926051	cv
2	3782,44	0,7	418,47	310	0,017714383	cv
3	3287,78	0,9	390,64	310	0,019279763	cv
4	2782,53	0,9	356,72	310	0,020452172	cv
5	2265,07	1,0	315,8	310	0,021173041	cv
6	1733,77	1,0	267,32	310	0,019129006	cv
7	1187	1,0	209,09	310	0,016657619	cv
8	640,23	1,0	133,57	310	0,013867762	cv

- **Conclusion** : On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul d'éléments structuraux.

12.1. Vérification de l'effort normal réduit sur les poteaux

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}}$ Avec :

B_c : Section du béton comprimé.

N_d : Effort normal de compression obtenue par le logiciel Robot.

Tableau IV. 10: Différents efforts obtenus selon la combinaison G +Q – Ex.

	a (mm)	Section (mm ²)	F_{c28} (MPa)	N_d (N)	v	Vérification $v < 0.3$
RDC	500	250000	25	2073368,38	0.29	CV
3 ^{eme}	450	202500	25	1293747,79	0.25	CV
4 ^{eme}	400	160000	25	1035093,08	0.25	CV
5 ^{eme}	350	122500	25	782602,65	0.25	CV

12.2. Vérification du risque de renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, La stabilité de l'ouvrage passe par la vérification suivante :

Chapitre IV : Calcul sismique

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.25 \text{ Avec :}$$

M_s : Moment stabilisateur. $M_s = \frac{W}{2}$ M_r : Moment de renversement. $M_r = \sum F_i \times h_i$

Tableau IV. 11: Calcul de Mr et Ms selon le sens x.

Etage	F _{ex}	H	M _r	W	D _x	M _s
RDC	9,45	3,1	29,295	4916.27	13.25	65140.57
1	19,62	6,2	121,644			
2	27,34	9,3	254,262			
3	33,02	12,4	409,448			
4	39,79	15,5	616,745			
5	47,02	18,6	874,572			
6	56,34	21,7	1222,578			
7	73,13	24,8	1813,624			
8	129,89	27,9	3623,931			
			8966,099			65140,5775

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.25 \text{ donc } \frac{65140,5775}{8966,099} = 7.26 \gg 1.25$$

Cette condition est vérifiée selon l'axe X.

Tableau IV. 12: Calcul de Mr et Ms selon le sens y.

Etage	F _{ey}	H	M _r	W	D _y	M _s
RDC	9,61	3,1	29,791	4916.27	11.20	55062.224
1	19,62	6,2	121,644			
2	26,91	9,3	250,263			
3	31,95	12,4	396,18			
4	37,91	15,5	587,605			
5	44,6	18,6	829,56			
6	54,05	21,7	1172,885			
7	70,46	24,8	1747,408			
8	123,63	27,9	3449,277			
			8584.61			55062.224

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.25 \text{ donc } \frac{55062.224}{8584.61} = 6.41 \gg 1.25$$

Cette condition est vérifiée selon l'axe Y.

Donc notre bâtiment résiste bien contre le renversement.

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

1. Introduction

Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de la structure.

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre construction, le calcul des sections sera mené selon la règle de calcul de béton armé (**CBA93**) En respectant les prescriptions des règles parasismiques Algérienne (**RPA99/version 2003**).

Les objectifs de la détermination des sections d'acier afin d'assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Pour la détermination du ferrailage, on considère le cas le plus défavorable. À l'aide d'outils informatiques via les deux logiciels d'analyse structurelle (*Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014*) et (*EXPERT BA 2010*), nous pouvons déterminer les différents efforts internes de chaque section et des sections du ferrailage de chaque élément pour différentes combinaisons de calcul.

2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et le sens transversal). Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

2.1. Combinaisons spécifiques de calcul

Combinaisons fondamentales : $1.35 G + 1.5 Q$(ELU).

Combinaisons accidentelles : $G + Q \pm E$(ACC).

$0.8G \pm Q$(ACC).

2.2.Méthode de calcul du ferrailage longitudinale

Dans le calcul du ferrailage, on compare les sections du ferrailage obtenues par le logiciel *Robot Expert 2010*, la condition du *RPA99/2003* et *du CBA93* et le calcul a main.

Les sollicitations maximales (M, N et T) dans les poteaux ont été obtenues sous la combinaison accidentelle suivante : G + Q ± E.

Tableau V. 1: Les sollicitations (M, N et T) dans les poteaux.

Étage	Section(cm ²)	N _{min} (t)	M _{cor}	M _{max}	N _{cor}	V _u (t)
RDC	50×50	75.83	5.99	7.12	230.69	10.42
3 ^{ème}	45×45	56.48	5.44	11.35	81.56	8.24
4 ^{ème}	40×40	46.43	5.40	11.03	67.81	7.60
5 ^{ème}	35×35	36.79	4.82	9.45	54.13	6.82

Exemple de calcul pour le poteau du RDC

Les sollicitations maximales sont observées sous combinaisons accidentelle, ainsi les coefficients de sécurité des matériaux seront pris égaux à :

$$\gamma_b = 1,15 \quad \gamma_s = 1,00 \quad a = b = 50 \text{ cm} \quad c = 2.5 \text{ cm} \quad \mu_l = 0.379$$

$$d' = a - (2 \times c) = 50 - (2 \times 2.5) = 45 \text{ cm.}$$

Calcul de l'excentricité

$$e_x = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5.99}{75.83} = 0.0789 \text{ m} = 7.89 \text{ cm}$$

$$M_{UA} = M_U + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 5.99 + 75.83 \left(0.475 - \frac{0.50}{2} \right) = 23.05 \text{ (t.m)}$$

$$A = (d - c) \times N - M_{UA} = (0.475 - 0.025) \times 75.83 - 23.05 = 11.073 \text{ (t.m)}$$

$$B = \left(0.337 - 0.81 \times \frac{c}{h} \right) \times b \times h^2 \times \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0.337 - 0.81 \times \frac{2.5}{500} \right) \times 500 \times 500^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.15}$$

$$B = 68485.05 \text{ (Kg.m)} = 68.48 \text{ (t.m)}$$

A = 11.073 < B = 68.48 donc la section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{UA}}{bd^2 \left(\frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{23.05 \times 10^7}{500 \times 475^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.15}} = 0.110 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.110} \right) = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.146 = 0.941$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.05 \times 10^7}{0.941 \times 475 \times 400} = 1289.22 \text{ mm}^2 = 12.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 12.9 - \frac{75.83 \times 10^4}{400} = -1882.85 \text{ mm}^2 = -18.82 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc : $A_s = 0 \text{ cm}^2$

La section trouvée calculée est nulle donc le ferrailage des poteaux aura lieu avec la section minimale exigée par les règlements.

- **Selon le C.B.A 93**

- **Pourcentage minimal**

$$A_{\min} = \max \{0.2\% \times (a \times b) ; 4\% \times 2(a + b)\}$$

$$A_{\min} = \max \{0.2\% \times (50 \times 50) ; 0.04 \times 2(50 + 50)\} = \max \{5 ; 8\}$$

$$A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal**

$$A_{\max} = 4\%(a \times b)$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

- **Selon le R.P.A 99/2003**

- **Pourcentage minimal**

En zone II, la section minimale doit être d'au moins 0,8% de la section du poteau.

Soit:

$$A_{\min} = 0.8\% \times a \times b .$$

$$A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal**

$$A_{\max} = 4\% (a \times b) \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max} = 0.04 \times (50 \times 50) = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% (a \times b) \text{ en zone de recouvrement}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times (50 \times 50) = 150 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max (A_{\min} \text{CBA} ; A_{\min} \text{RPA}) = \max (8 \text{ cm}^2 ; 20 \text{ cm}^2)$$

On adopt 4HA20+4HA16 = 20.61 cm²

$$A_{\text{adpot}} = 20.61 \text{ cm}^2 < A_{\max} \text{CBA} = 100 \text{ cm}^2 ; A_{\max} \text{RPA} = 150 \text{ cm}^2$$

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II

$$D_{\text{entre barres}} = \frac{h - 2 \times c}{(n_{\text{bar}} - 1)} = \frac{50 - 2 \times 2.5}{(3 - 1)} = 22.5 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \text{ cette condition est vérifiée.}$$

- **Jonction des armatures selon le R.P.A99/ 2003**

Pour les barres à haute adhérence de nuance FeE400, la longueur de recouvrement forfaitaire est de $40\varnothing$, soit : $l_r = 40\varnothing = 40 \times 20 = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$.

- **Détermination de la zone nodale**

La hauteur du poteau concernée par cette zone est de :

$$l' = \max \left\{ \frac{\text{hauteur étage}}{6} ; a ; b ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{310}{6} = 51.66 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm} \right\}$$

$l' = 60 \text{ cm}$.

- **Vérifications des sollicitations tangentes**

Sous action sismique, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

- **Calcul de l'élançement géométrique**

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 310}{50} = 4.34 < 5 \text{ donc } \rho_d = 0.04.$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente sous sollicitation sismique :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.42 \times 10^4}{500 \times 500} = 0.416 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.3. Ferrailage transversale

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par des cadres **4HA8**, soit :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement en zone nodale**

Selon l'article 7.4.2.2 du **R.P.A99/ 2003** l'espacement maximal des armatures transversales dans la zone nodale en zone II est :

$$S_t \leq \min (10\varnothing_l ; 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1.6 ; 15 \text{ cm})$$

Soit un espacement en zone nodale de : $S_t = 7 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$.

- **Espacement en zone courante**

Selon l'article 7.4.2.2 du **R.P.A99/ 2003** l'espacement maximal des armatures transversales dans la zone courante en zone II est : $S_t \leq 15\varnothing_l = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$

Soit un espacement en zone courante : $S_t = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$.

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Les cadres seront fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimale de : $10\phi_t = 10 \times 0.8 = 8\text{ cm}$

Selon le CBA 93 :

$S_i = (7 ; 15) < \min(0.9d ; 40\text{ cm}) = (42.5 ; 40) \dots\dots$ Condition vérifier.

$$\frac{A_{tfe}}{bS_t} \geq \max\left(\frac{\sigma_u}{2} ; 0.4\text{ MPa}\right)$$

$$\frac{A_{tfe}}{bS_t} = \frac{201 \times 400}{500 \times 150} = 1.072\text{ MPa}$$

$$\max\left(\frac{\sigma_u}{2} ; 0.4\text{ MPa}\right) = \max\left(\frac{0.416}{2} ; 0.4\text{ MPa}\right) = 0.4\text{ MPa}$$

$$\frac{A_{tfe}}{bS_t} = 1.072\text{ MPa} < \max\left(\frac{\sigma_u}{2} ; 0.4\text{ MPa}\right) = 0.4\text{ MPa}$$

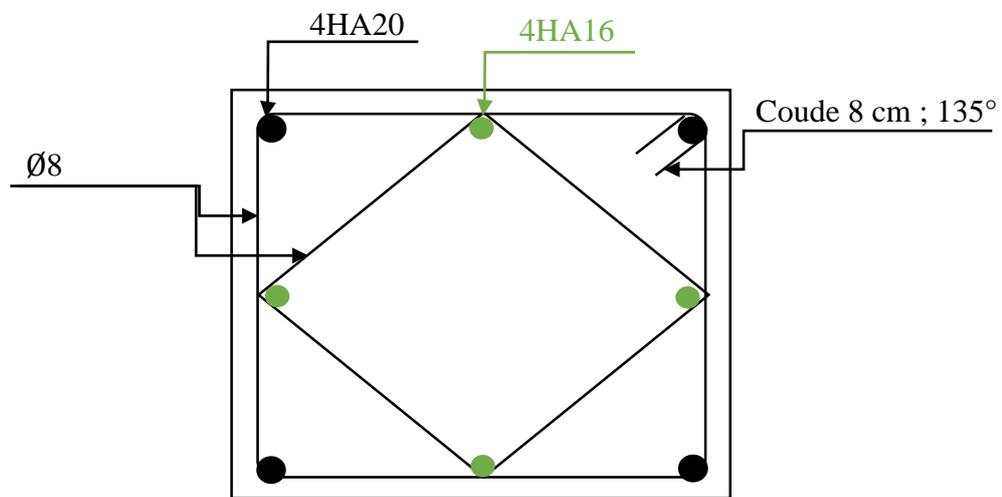


Figure V. 1 : Schéma de ferrailages du poteau du RDC.

Tableau V. 2: Tableau de ferrailage.

Etage	Section	A_u	A_t
RDC, 1, 2 ^{eme}	50×50	4HA20+4HA16	4Ø8
3 ^{eme}	45×45	4HA20+4HA14	4Ø8
4 ^{eme}	40×40	4HA16+4HA14	4Ø8
5, 6, 7, 8 ^{eme}	35×35	4HA14+4HA12	4Ø8

3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont considérées comme des éléments soumis aux efforts tranchants et aux moments fléchissant. En effet les poutres sont sollicitées par de faibles charges verticales et par des forces latérales sismiques (forces prépondérantes). Elles doivent donc avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. Dans notre présent travail, nous allons ferrailer uniquement la poutre la plus sollicitée, et l'on adoptera le ferrailage déterminé à l'ensemble des autres poutres. Le ferrailage sera fait pour la combinaison la plus défavorable, selon les cas. Les poutres, qui assurent le transfert des charges du plancher aux poteaux et aux voiles, seront calculées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables tant en appuis qu'en travée. Ainsi les armatures en travée seront déterminées pour une situation durable ($\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$) et les armatures en appui pour une situation accidentelle ($\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$).

Il existe deux types de poutres, la poutre principale forme le support de la poutre et la poutre secondaire assure la liaison.

Après détermination de la contrainte (M, V), le ferrailage est réalisé selon les réglementations **RPA99/2003** et **BAEL91** et **CBA93**.

3.1.Poutre principale

La poutre principale est d'une section rectangulaire de (30×40).

$$M_t = 7.14 \text{ t.m} \quad M_a = 11.75 \text{ t.m}$$

3.1.1. Armatures longitudinales

- **En travée** : le moment maximal est observé sous la combinaison accidentelle, on prendra ainsi pour les coefficients de sécurité des matériaux les deux valeurs suivantes : $\gamma_b = 1,15$ $\gamma_s = 1,00$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \left(\frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{7.14 \times 10^7}{300 \times 425^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.15}} = 0.071 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.071}) = 0.092$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.092 = 0.963$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.14 \times 10^7}{0.963 \times 425 \times \frac{400}{1}} = 436.13 \text{ mm}^2 = 4.36 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

- **En appuis** : le moment maximal est observé sous la combinaison accidentelle, on prendra ainsi pour les coefficients de sécurité des matériaux les deux valeurs suivantes : $\gamma_b = 1,15$ $\gamma_s = 1,00$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \left(\frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{11,75 \times 10^7}{300 \times 425^2 \times \frac{0,85 \times 25}{1,15}} = 0,117 < \mu_l = 0,379$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,117}) = 0,156$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,156 = 0,937$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,75 \times 10^7}{0,937 \times 425 \times \frac{400}{1}} = 737,65 \text{ mm}^2 = 7,37 \text{ cm}^2$$

- **Selon le R.P.A 99/2003**

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

- **Selon le CBA93**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,1% en toute section.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Tableau V. 3: Tableau de ferrailage calculé et les sections minimales (PP).

Appuis(cm ²)	Travée(cm ²)	Section minimale(cm ²)		
A calculé	A calculé	A _{RPA}	A _{CBA}	Condition de non fragilité
7,37	4,36	6	1,2	1,53

$$\text{Section adopté} \begin{cases} \text{Appuis} = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2 \\ \text{Travée} = 3HA14 + 2HA12 = 6,88 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

$$\text{Zone courante } A_{\max} = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 7,70 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Zone nodale $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 7.70 \text{ cm}^2$

- **La longueur de recouvrement minimale (l_{\min})**

En zone IIb la longueur de recouvrement est égale à $50\emptyset$ (\emptyset étant le diamètre maximal des barres longitudinales) d'où : $l_{\min} = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Vérification à l'état-limite de service

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures sous cet état est inutile.

3.1.2. Armature transversale

Effort tranchant maximal : $V_u = 14.97 \text{ t}$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.97 \times 10^4}{300 \times 425} = 1.17 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, d'où : $\sigma_u = 1.17 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_u = \min\left(\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.15} ; 5\text{MPa}\right) = \min(4.34 ; 5) = 4.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_u = 4.34 \text{ MPa}.$$

On pourra utiliser n'importe quel type d'armatures transversales.

Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}^2$$

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}^2$ $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

- Espacement des cadres selon les règles CBA 93 :

$$S_t = \min(15\emptyset_1 ; 40 \text{ cm} ; b + 10\text{cm}) = \min(15 \times 1.2 ; 40 \text{ cm} ; 30 + 10\text{cm}) \\ = 18 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

On adoptant de manière provisoire un espacement fixe de 15 cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{201.235}{300.150} = 1.04 \text{ MPa} \geq \text{Max}\left(\frac{1.17}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.58 \text{ MPa}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Condition vérifiée.

- Vérifications sur les armatures transversales des poutres selon le RPA 2003
 - Conditions sur l'espaceur :

En zone nodale

$$S_t \leq \min(12 \varnothing_1; \frac{h}{4}) \quad S_t \leq \min(12 \cdot 1,2; \frac{40}{4}) = 10 \text{ cm}$$

Soit un espaceur choisit de 7 cm.

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit un espaceur adopté de 15 cm.

- Détermination dimensionnelle de la zone nodale :

La longueur l' de la zone nodale, côté poutre est égale à :

$$l' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

En récapitulant et en conservant à chaque fois la valeur la plus défavorable, on aboutit aux résultats finaux suivants :

Armatures longitudinales :

- En appui : 5HA14
- En travée : 3HA14 + 2HA12

Armatures transversales :

- 1 cadre + 1 étrier de 8 mm de diamètre.
- Espaceur : 7 cm sur les zones nodales, et 15 cm en zone courante.

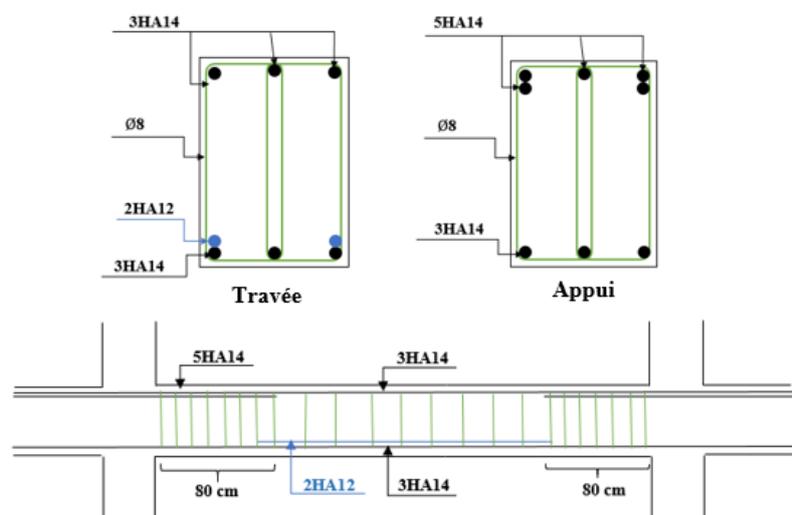


Figure V. 2: Schéma de ferrailages de la poutre principale (30×40).

3.2. Poutre secondaire

La poutre secondaire est d'une section rectangulaire de (30× 35).

$$M_t = 4.27 \text{ t.m} \quad M_a = 8.98 \text{ t.m} \quad V = 10.32 \text{ t.}$$

3.2.1. Armatures longitudinales

- **En travée** : le moment maximal est observé sous la combinaison accidentelle, on prendra ainsi pour les coefficients de sécurité des matériaux les deux valeurs suivantes :

$$\gamma_b = 1,15 \quad \gamma_s = 1,00$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \left(\frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{4.27 \times 10^7}{300 \times 325^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.15}} = 0.073 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073}) = 0,095$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.095 = 0.962$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.27 \times 10^7}{0.963 \times 325 \times \frac{400}{1}} = 341.05 \text{ mm}^2 = 3.41 \text{ cm}^2$$

- **En appuis** : le moment maximal est observé sous la combinaison accidentelle, on prendra ainsi pour les coefficients de sécurité des matériaux les deux valeurs suivantes : $\gamma_b = 1,15 \quad \gamma_s = 1,00$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \left(\frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{8.98 \times 10^7}{300 \times 325^2 \times \frac{0.85 \times 25}{1.15}} = 0.153 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.153}) = 0,208$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.208 = 0.916$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.98 \times 10^7}{0.916 \times 325 \times \frac{400}{1}} = 754.11 \text{ mm}^2 = 7.54 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 4: Tableau de ferrailage calculé et les sections minimales (PS).

Appuis(cm ²)	Travée(cm ²)	Section minimale(cm ²)		
		A _{RPA}	A _{CBA}	Condition de non fragilité
7.54	3.41	5.25	1.05	1.17

$$\text{Section adopté} \begin{cases} \text{Appuis} = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2 \\ \text{Travée} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

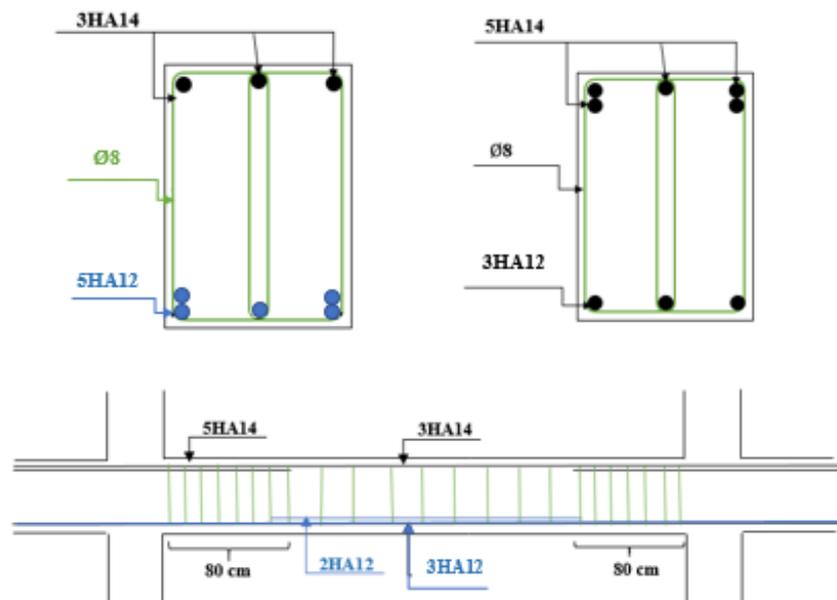


Figure V. 3: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30×35).

4. Ferrailage des voiles

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que le voile sera calculé en flexion composée et au cisaillement, son ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

4.1. Aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrites ci-dessous :

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

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Éviter la réalisation des nœuds des portiques qui posent toujours des difficultés.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

4.2. Aciers horizontaux

- Les armatures horizontales parallèle aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de $10\emptyset$.

4.3. Règles communes (selon le RPA99/2003)

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

$$S < 1.5 \times e \text{ et } S < 30 \text{ cm}$$

Avec : e : c'est l'épaisseur du voile.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre \emptyset_t des épingles est :
$$\emptyset_t = 6\text{mm lorsque } \emptyset_v \leq 20 \text{ mm} \quad \text{et} \quad \emptyset_t = 3\text{mm lorsque, } \emptyset_v > 20 \text{ mm}$$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à $40 \emptyset$.

4.4. Combinaison des charges

Selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/2003**) les combinaisons à considérer dans notre cas comme les suivants :

- G+Q+E
- 0.8G±E

Le calcul statique donne pour le voile le plus sollicité les actions suivantes :

$$N = 237.81 \text{ t} \quad M = 396.51 \text{ t.m}$$

Les voiles travaillent donc en flexion composée, et sous cette sollicitation combinée, les contraintes globales se calculent conformément à la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

S : section du voile

I : inertie de voile

y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

$$S = e \times L = 0.2 \times 3.50 = 0.70 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bL^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.80^3}{12} = 0.914 \text{ m}^4$$

$$y = \frac{L}{2} = \frac{3.50}{2} = 1.75 \text{ m.}$$

Les contraintes maximales s'observent aux niveaux des extrémités et ont pour valeurs :

$$\sigma_{\max} = \frac{237.81}{0.70} + \frac{396.51}{0.914} \times 1.75 = 1098.91 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{237.81}{0.70} - \frac{396.51}{0.914} \times 1.75 = -419.45 \text{ t/m}^2$$

Donc : la section est partiellement comprimée

Le ferrailage se fait par bonde de largeur (d) selon le **RPA99/2003 (article 7.7.4)**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3} \right)$$

l' : la longueur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

$$l' = \frac{\sigma_{max} \times l}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{1098.91 \times 3.50}{1098.91 + 419.45} = 2.54 \text{ m}$$

$$l_t = l - l' = 3.80 - 2.54 = 1.26 \text{ m.}$$

$$d \leq \min \left(\frac{3.50}{2} ; \frac{2 \times 2.54}{3} \right) = \min (1.75 ; 1.69)$$

$$d \leq 1.69 \text{ m} \text{ soit } d = 1 \text{ m.}$$

$$\frac{\sigma_1}{l_t - d} = \frac{\sigma_{min}}{l_t} \longrightarrow \sigma_1 = \frac{(l_t - d) \sigma_{min}}{l_t} = \frac{(1.26 - 1) \times 419.45}{1.26} = 86.55 \text{ t/m}^2$$

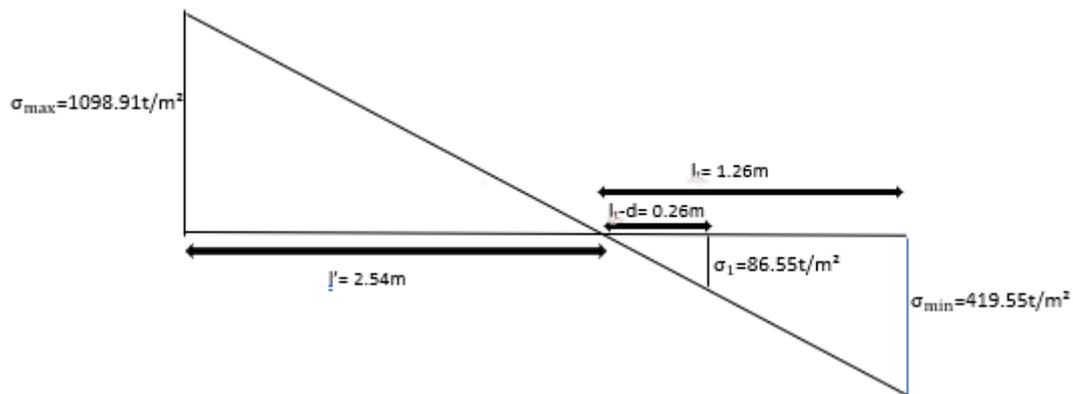


Figure V. 4: Schéma des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} = \frac{86.55 + 419.55}{2} = 253.05 \text{ t/m}^2$$

$$F_{tr} = \sigma_{moy} \times S = 253.05 \times (0.2 \times 1) = 50.61 \text{ t}$$

$$A_s \geq \frac{F_{tr}}{F_e} = \frac{50.61 \times 10^4}{400} = 1265 \text{ mm}^2 = 12.65 \text{ cm}^2$$

- Selon le RPA99/2003

$$A_{min} = 0.002 \times 50.61 \times 20 = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}$$

On adopte pour une bande de 1m ; 2 faces : **6HA12** = $6.79 \times 2 = 13.57 \text{ cm}^2$

- L'espacement

Zone nodale

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \longrightarrow St \leq 30 \text{ cm.} \longrightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

Zone courante

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \longrightarrow St \leq 30 \text{ cm.} \longrightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

- **Les armatures transversales (pour une bande de 1ml)**

$$A_{\min} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12 = 6.79 cm²**.

Avec un espacement de 15 cm.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

Selon RPA : (RPA 99/2003 Art 7.7.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{111.45 \times 10^4}{200 \times 0.9 \times 3500} = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 20}{1.15} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.49 ; 5) = 3.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.49 \text{ MPa}$$

Donc pour les armatures transversales on va adopter 4T6 /ml.

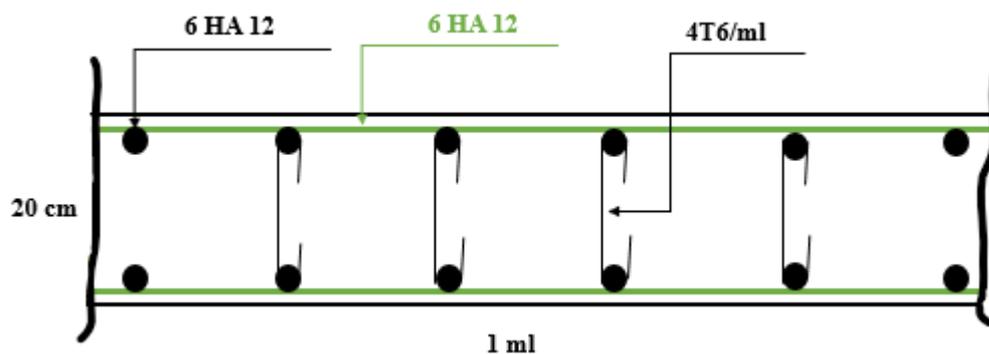


Figure V. 5 : Schéma de ferrailage du voile.

Chapitre VI : Etude infrastructure

1. Introduction

Les fondations sont l'interface entre le sol avec lequel elles se déplacent et la superstructure qui subit les forces d'inertie. Outre les charges verticales qu'elles transmettent ordinairement s'ajouter l'action du séisme. Cette dernière engendre sur les fondations des efforts :

- Horizontaux directs (effort tranchant, composante horizontale)
- Verticaux directs (composant verticale)
- Verticaux induits (moment de renversement)
- Des déplacements imposés tassement différentiel, mouvement de sol)

Le sol lui-même est susceptible de se déformer, voire de perdre sa cohésion. La fondation a aussi comme rôles :

- Limiter les tassements différentiels dans le terrain
- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain

Il existe plusieurs types de fondation, la sélection se fait selon la capacité portante du sol d'assise

On distingue des fondations :

- Superficielles
- Semi-profondes
- Profondes

Le choix du système de fondation, moyennant quelques précautions (limitation de pente), est effectué dans les mêmes conditions qu'en situation non sismique.

Selon le rapport de sol préliminaire, l'ancrage est à 2m par rapport au terrain naturel, ce qui a nécessité la disposition des voiles périphériques continues qui relient le système de fondation et le niveau de base formant ainsi un caisson rigide.

Chapitre VI : Etude infrastructure

On a opté pour un radier général, du fait de l'importance des charges transmises au sol.

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et les voiles. Il sera calculé comme des panneaux de dalle pleines sur quatre appuis continus (nervure) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment, du radier, poids du voile périphérique, poids des terres et du moment créé par la charge sismique.

2. Ferrailage du voile périphérique

La structure étudiée comporte un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base. Selon le RPA, le voile périphérique doit avoir une épaisseur minimale de 15 cm et armé par 2 nappes d'armatures placées conformément au schéma de la figure VI.1.

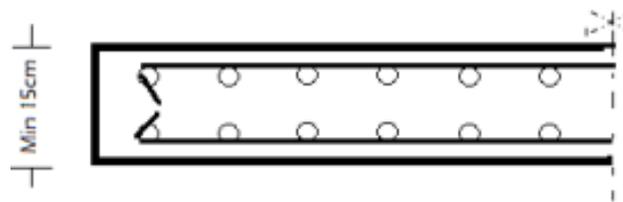


Figure VI. 1: Schéma de ferrailage suivant le RPA

Le pourcentage minimum des armatures horizontales et verticales doit être de 0,10 % dans les 2 sens.

$$A_{\min} (\text{verticale}) = A_{\min} (\text{horizontale}) = \frac{0.1}{100}(bh)$$

Dimensionnement et ferrailage du voile périphérique.

Le voile périphérique de la tour présente les dimensions suivantes :

- Hauteur = 2.80m
- Epaisseur = 0.2m

Pour le ferrailage, le voile sera armé dans chaque sens (vertical et horizontal) d'au moins 0,1% de sa section ; soit :

$$A_{\min} = A_{\text{vmin}} \geq 0.1\%(bh) = \frac{0.1}{100} (20 \times 280) = 5.6 \text{ cm}^2$$

D'où une section d'armatures par mètre linéaire constituée de $6\text{HA}12/\text{ml}=6.79\text{cm}^2$.
Les armatures auront un enrobage de 3 cm.

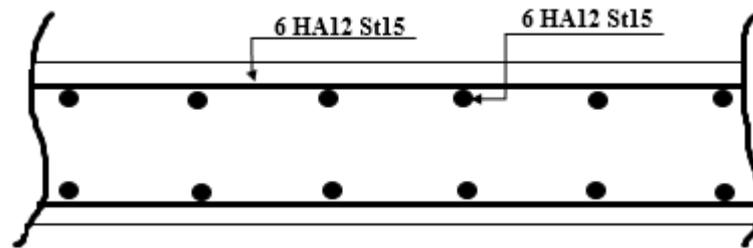


Figure VI. 2: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

3. Choix de type de fondation

Selon le RPA99/2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

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

A l'aide de ces combinaisons de charges et avec un taux de travail admissible $\sigma_{\text{sol}} = 1.6$ bar, on pourra déterminer le système de fondation à adopter.

a. Critères de choix

Le sol d'assis a une bonne capacité portante à 2m de profondeur par rapport au terrain naturel. Pour choisir le type de fondation approprié on doit vérifier la surface totale nécessaire, on doit donc calculer l'effort transmis au sol.

Une fondation de type radier s'impose, donc on va adopter un radier avec une surface totale, donnée par :

La surface totale nécessaire est $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$

Selon le rapport de sol préliminaire, on a :

- $\sigma_{\text{sol}} = 1.6$ bar
- Ancrage=2.8 m par rapport au sol naturel
- $K= 36000\text{KN}/\text{m}^3/\text{m}$

$$S \geq \frac{6669.21}{18} = 370.51\text{m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 524.23 \text{ m}^2$$

$$\frac{S}{S_b} = \frac{370.15}{524.23} = 0.70 = 70\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface du bâtiment ; cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et de ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier générale.**

4. Prédimensionnement du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

b_0 : la largeur de nervure.

h_t : hauteur des nervures

h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\max} = 480\text{cm}$)

$b_0 \geq b_{\text{poteau}}$; $b_0 \geq 0.5\text{m}$; $b_0 = 0.5\text{m}$.

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \quad \text{donc } h_r = 60 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

Condition de rigidité

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec :

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

K : coefficient de raideur du sol $K = 32000 \text{KN/m}^2/\text{m}$ (sol moyen).

E : module d'élasticité du béton : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10\,818\,865 \text{ KPa}$

b_0 : largeur de la nervure. $b_0 = 0.50\text{m}$

I : l'inertie de la nervure. $I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$

Chapitre VI : Etude infrastructure

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \times \left[\left(\frac{2}{\pi}\right)^4 \times \frac{K \times b}{4 \times E} \times L_{max}^4\right]}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{12}{0.5} \times \left[\left(\frac{2}{3.14}\right)^4 \times \frac{32000 \times 0.5}{4 \times 10818865} \times 4.7^4\right]} = 0.90\text{m}$$

Donc $h_t = 1.20\text{m}$

Calcul du D (débordement)

Par ailleurs le débord "D" du radier est déterminé par l'inégalité suivante :

$$D \geq \max(h/2 ; 30 \text{ cm})$$

avec h, l'épaisseur du radier.

$$D \geq \max(h/2 ; 30 \text{ cm}) = \max(60/2 ; 30 \text{ cm})$$

$$D = 50 \text{ cm}$$

Donc $S_{\text{radier}} = 634$

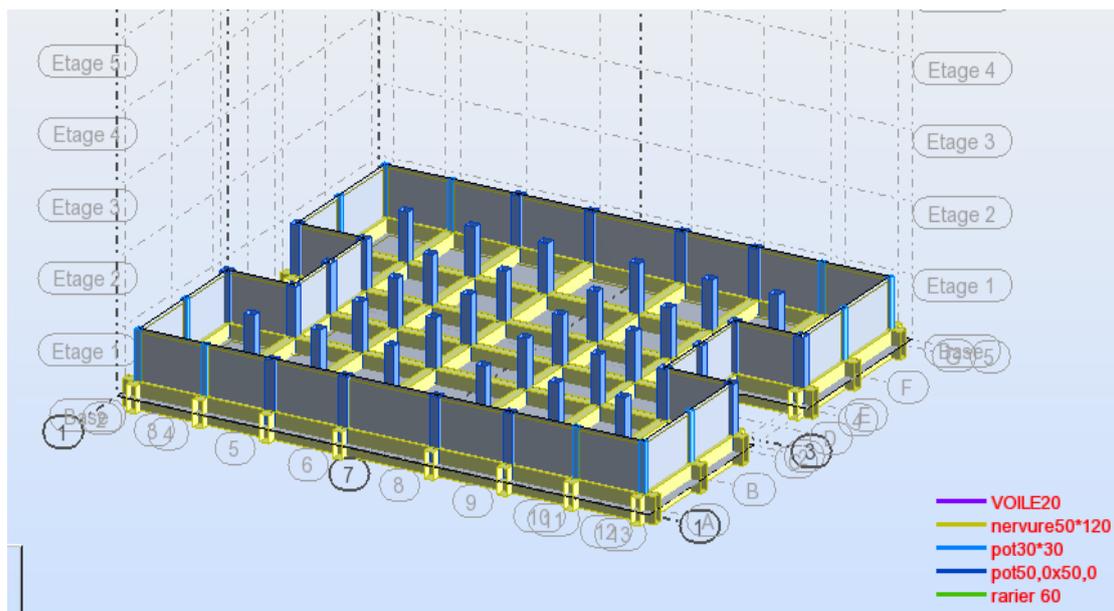


Figure VI. 3 : Vue en 3D de l'infrastructure.

5. Ferrailage du radier général

a. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple. Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot 2014 et pour la section des armatures on utilise le Robot Expert 2010.

Tableau VI. 1 : Ferrailage de la nervure du radier.

Sens	Localisation	M	Aexpert	Amin	Aadopté	Chois d'armature
X-X	Appui	61.18	26	30	31.42	10HA20
		44.85				
		61.12				
	Travée	-31.38	12.8		31.42	10 HA20
		-22.79				
		-20.35				
Y-Y	Appui	74.85	32	30	34.56	11HA20
		54.74				
		56.87				
	Travée	-29.11	11.9		31.42	10HA20
		-21.31				
		-19.35				

Les armatures transversales :

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

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

En zonz nodale : $S_t = 15 \text{ cm}$.

En dehors de la zone nodale : $S_t = 20 \text{ cm}$.

L'enrobage est 5 cm .

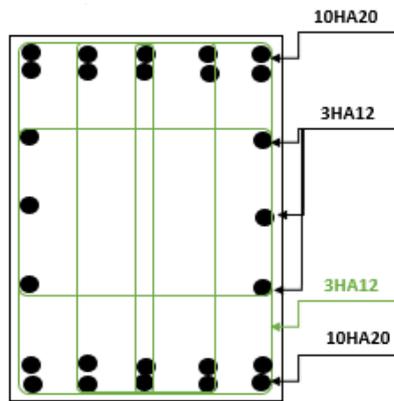


Figure VI. 4: Schéma du ferrailage des nervures.

b. Ferrailage du radier

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (0.40×1) m² et dans les deux directions : l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

Les sections du ferrailage sont tirées directement du logiciel *Robot Expert 2010*

Tableau VI. 2: Ferrailage de la table du radie.

Sens	Localisation	M	Aexpert	Amin	Aadopté	Chois d'armature
X-X	Appui	16.13	5	30	31..42	10HA20
	Travée	33.60	10.5		31..42	10HA20
Y-Y	Appui	16.44	5.1	30	31..42	10HA20
	Travée	33.11	10.4		31..42	10HA20

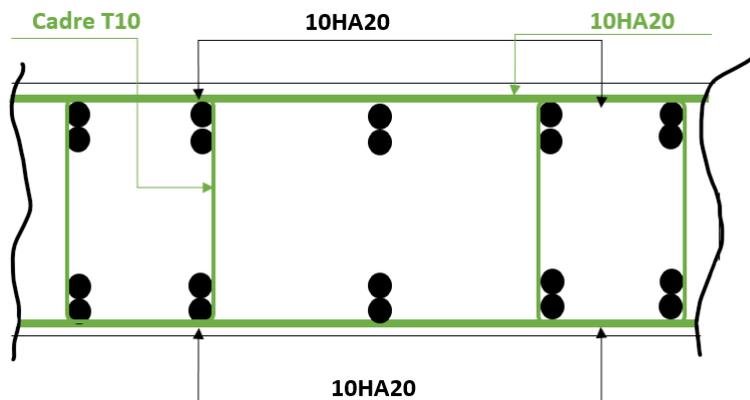


Figure VI. 5: Schéma du ferrailage de la table de nervure.

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et les logiciels de calcul comme le Robot, Expert. Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'une tour, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Nous espérons aussi que ce mémoire sera le point de départ pour d'autres projets afin de participer à la relance du secteur national de construction. De plus, les échanges avec les étudiants de master et les techniciens ont été très enrichissants et me motivent à continuer dans cette voie.

Références Bibliographiques

Contexte réglementaire

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 ;
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93 ;
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux États Limites BAEL91

Mémoire de fin d'étude

- Étude d'un bâtiment en R+9+sous-sol (Salah Salah Hadjer- UNIV 8MAI 1945GUELMA /2022)
- Étude d'une tour R+9 à usage d'habitation (Khoualed Abderrezak -UNIV 8MAI 1945 GUELMA /2023)

Cours

- Cours de béton armé Mr. Cherrait Yassine année 2022/2023.
- Cours de génie parasismique Md. Boudjedra année 2023.
- Cours de projet structures en BA Mr. LAFIFI Brahim. (2023).