

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Projet de Fin d'Étude

Présenté à

L'Université Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

:Master ACADEMIQUE

Génie Civil

Thème

Calcul d'une Tour R+7 en Béton Armé

Présenté par :

- * AMMARA Taha Rachad
- * CHETTI Abdelghaffar
- * HAMIDA Mohammed Ikbal
- * ALLAL Taha

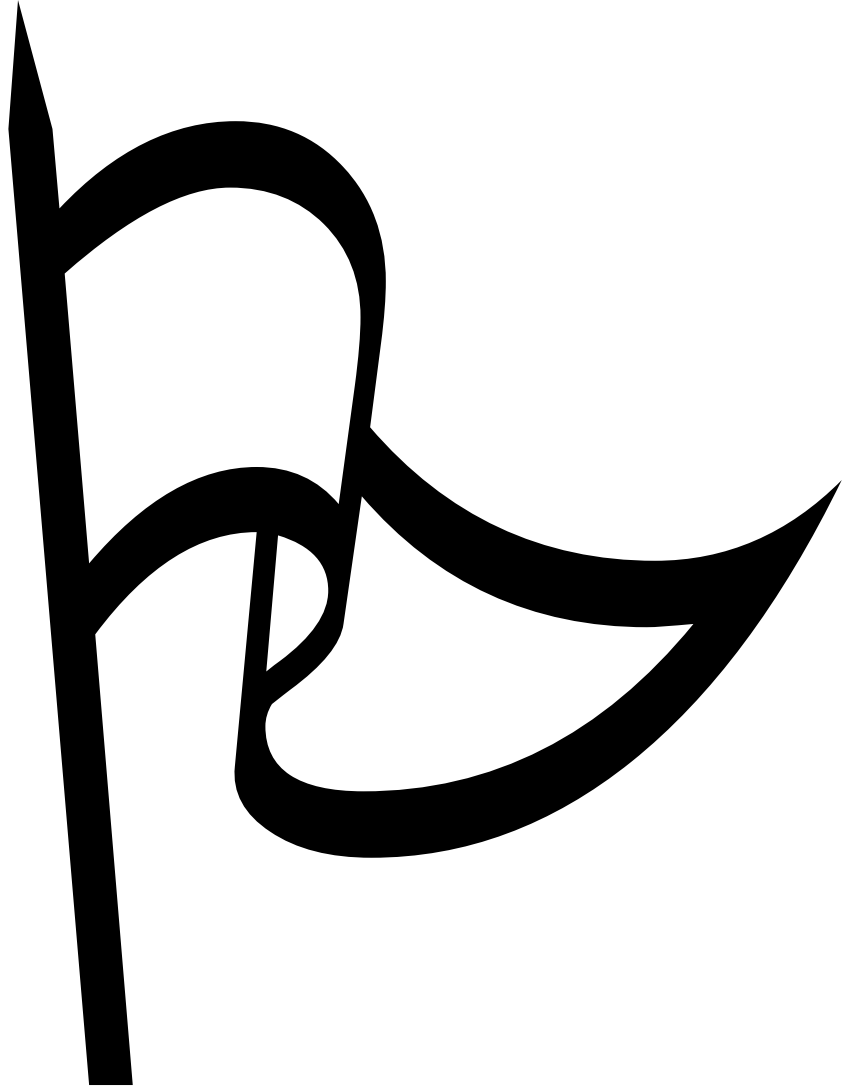
Encadré :

- * HACHIM Rafika

Le jury:

Dr. Labidh Bachir	L'Université Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued	Président
Dr. HACHIM Rafika	L'Université Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued	Encadré
Dr. Kaab	L'Université Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued	Examineur

Année Universitaire 2021/2022



Remerciement

Tout d'abord nous souhaitons avant tout remercier nos parents pour le soutien et la force qui nous ont donné pour terminer ce modeste travail nos vifs remerciements à madame le professeur R.Hachem qui nous avons aussi honoré de guider ce travail.

Nos remerciements les plus sincères vont à toute personne qui a participé de près ou de loin à l'accomplissement de ce mémoire.

En fin nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

Dédicaces

Après ces années d'étude et de persévérance sérieuse, il n'y a rien de mieux que de dédier cet humble travail à ceux que l'on aime et de les remercier pour leur exprimer notre gratitude.

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime :

-Mon père et ma mère qui ont toujours encouragé et sacrifié pour moi jusqu'à la fin de ma formation.

-Toute ma famille.

-Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

-A mon encadrée professeur : R.Hachem.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée plus (07) étages, sera implanté à la wilaya: de tizi-ouzou. Cette ville est classée en zone moyenne sismicité (IIa) selon le RPA99 version 2003.

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

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

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles, l'escalier, le balcon, l'ascenseur et l'acrotère).

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

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondations).

Mots de clé: Tour, R+7, Béton Armé.

Abstract

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building used for residential consists of a ground floor + (07) floors, implanted in the wilaya of Tizi Ouzou. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99/V2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99/v2003, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

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

The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by software ROBOT millennium to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (columns, beams, walls sails & foundation).

Keywords: Tour, R+7, Béton Armé.

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق أرضي زائد سبعة (07) طوابق ، بولاية تيزي وزو المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

اشتملت باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA9972003 et B.A.E.L91 modifie99) على أربعة أجزاء :الدراسة الجزء الأول يبدأ بالوصف العام للمشروع مع عرض لخصائص المواد ، ثم إعطاء الأبعاد الأولية لعناصر البناية مع إعطاء حمولة كل عنصر الجزء الثاني يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (الروافد الثانوية ، السلم ، الشرفة ، المصعد و الجدار الواقي).

الذي يزودنا بالنتائج النهائية ROBOT millenium الجزء الثالث يشتمل على الدراسة الديناميكية للبناية باستعمال برنامج التي تساعد على حساب تسليح مختلف العناصر الحاملة في البناية.

الجزء الأخير يتضمن الأجزاء العاملة في البناية (الأعمدة ، الروافد الجدران الحاملة والأساسات)

الكلمات المفتاحية: برج، الاسمنت المسلح، R+7.

Sommaire

REMERCIEMENT

DEDICACES

RESUME

SOMMAIRE I

LISTE DES FIGURES IV

LISTE DES TABLEAUX VI

LISTE DES SYMBOLES VIII

Chapitre I: Généralité

1. Introduction.....	2
2. Présentation de l'ouvrage.....	3
2.1. Caractéristiques géométriques.....	3
2.2 Ossature mixte:	6
2.3. Classification du bâtiment selon RPA99	6
2.4. Plancher:	6
2.5. escalier	6
2.7 Maçonnerie	6
□□□□ Isolation :	6
3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	7
3.1. Introduction.....	7
3.2. Béton:.....	7
3.3. Acier.....	11
4. Hypothèses de calcul:	13

Chapitre II: Pré dimensionnement

1. Introduction.....	16
2. pré dimensionnement des plancher	16
2.1. Plancher terrasse (inaccessible)	16
Les poutrelles (nervures).....	17
Dimensionnement des poutrelles:	17
Planches dalle pleine.....	18
a) Résistance à la flexion (BAEL)	18
II- 4 pré dimensionnement des poutres	18
II- 3 .1 Les Poutres principales	18
II- 3.2 Les Poutres secondaires	19
Evaluation des charges et des surcharges	19
plancher terrasse inaccessible	20
II-3-1-2-Planchers étages courant (RDC+7 étages) :Les planchers des étages courant sont en corps creux.....	21
Pré dimensionnement des poteaux.....	22
Poteau rectangulaires	22
Pré dimensionnement des voiles	23
Pour le RDC et les autres niveaux	24
II.3.3- Descente de charges	25
Les charges réglementaires	25
Charge d'exploitation :	26
Vérification du poteau le plus sollicité « poteau central »	27
Condition de stabilité de forme:.....	28

Sommaire

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

1. Introduction.....	30
2. L'acrotère.....	30
Calcul des sollicitations	31
Calcul des charges et surcharges qui supporté par les poutrelles	38
4. Etude d'escalier.....	55
4.1 principe de calcul	55
Charges et surcharges	55
Combinaison des charges.....	55
III- 2.3 Calcul des armatures.....	57
III- 3 Etude de la poutre palière	60
III- 3.2 Evaluation des charges	60
III- 3.3 Calcul sollicitation de la poutre palière	61
III- 3.5 Vérification de l'effort tranchant	62
III- 3.6 Diamètre des armatures transversales : d'après la BAEL91 modifié 99	62
II- 3.7 Espacement des cours de cadres	62
5. balcons	65
5.3 Ferrailage à l'ELU	65

Chapitre IV: Etude dynamique et sismique

1. Introduction.....	71
2. Objectif de l'étude dynamique.....	71
3. Modélisation de la structure étudiée	71
4. Combinaison d'action	72
5. Choix de la méthode de calcul	72
5.1 Méthode dynamique modale spectrale.....	72
6. Calcul de la force sismique totale	75
7. Centre de masse et Centre de torsion	81
8. Vérification des déplacements	82
9. Conclusion	83

Chapitre IV: Ferrailage des éléments résistants

1. Introduction.....	85
2. ferrailage des poutres	85
2.1 Ferrailage de la poutre principale (30*40) cm².....	87
2.2 Ferrailage de la poutre secondaire (30*35) cm².....	92
3. Ferrailage des poteaux	98
3.1 Introduction.....	98
4. Ferrailage des voiles	109
4.1 introduction:.....	109
4.2 Combinaison	109
4.3 Prédimensionnement des voiles	110
4.4 calcul les armatures de voile	112

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

1. Introduction:.....	116
2. Classification des foundation:.....	116
3. Calcul des foundation:	117
3.1 combinaisons d'action à considérer	117
3.2 Calcul des surfaces nécessaires des fondations isolée	117
4.1 Calcul des surfaces nécessaires des fondations.....	118
4.2 Prédimensionnement du radier	118

Sommaire

4.3 Ferrailage	122
Conclusion	123
Reference	123
Annexe	123

Liste des figures

Liste des figures

Titre	Page
Chapitre I :Généralité	
Fig 1.1 : vue en plan RDC et étage courant	4
Fig 1.2 : Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELU	5
Fig1.3 : Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS	9
Fig1.4: diagramme contraintes déformations.	10
Chapitre II : Pré dimensionnement	
Fig 2.1 : dalle à corps creux	17
Fig 2.2 : schéma du plancher terrasse	20
Fig2.3 plancher terrasse accessible.	21
Fig.2.4 : section de poteau	22
Fig.2.5 : coupe de voile.	24
Fig 2.6 :Section du poteau centrale le plus sollicité	25
Chapitre III: Calcul des éléments secondaires	
Fig 3.1 :Dimension de l'acrotère	30
Fig 3.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	34
Fig 3.3 : Dimensionnement de poutrelle	35
Fig 3.4 :Schéma de la disposition des poutrelles.	37
Fig 3.5 : Schéma du 1 ^{er} emetype de poutrelle.	38
Fig 3.6: Schéma du 2 ^{em} emetype de poutrelle.	38
Fig 3.7 : Schéma du 1 ^{er} me type de poutrelle	39
Fig 3.8: Schéma statique d'escalier 1 ^{er} erpartie	55
Fig 3.9: Diagramme de moment à l'ELU	56
Fig 3.10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	56
Fig 3.11: Diagramme de moment à l'ELS.	57
Fig 3.12 :Shéma du ferrailage de la volée de l'escalier	59
Fig 3.13: schéma ferrailage de Poutre palière.	64
Fig 3.14 : Section de la dalle pleine a ferrailé.	66
Fig 3.15: schéma ferrailage les balcons.	69
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	
Fig 4.1: Forme du spectre de réponse élastique normalisé	75
Fig 4.2: 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).	78
Fig 4.3: 2 ^é me mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).	79
Fig 4.4 : 3 ^é me mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).	79
Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants	
Fig 5.4 :Ferrailage de voile 20 cm	98
Fig 5.2 : Ferrailage de la poutre secondaire (30×35).	98

Liste des figures

Fig 5.3 :Schéma ferrailage de poteaux	109
Fig 5.1 : Ferrailage de la poutre principale (30×40).	114
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Fig 6.1: type des fondation	117
Fig 6.2: zone de contact Poteau-radier	121
Fig 6.3 :Schéma de ferrailage du radier.	124
Fig 6.4 :répartition des contraintes sur le débord.	125
fig 6.5 :Schéma ferrailage de débord	127

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Titre	Page
Chapitre 2: Pré dimensionnement	
Tableau 1.1 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse.	20
Tableau 1.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible	21
Tableau 1.3 : pré dimensionnement de voile	24
Tableau 1.4 : Descente charges sur poteau centrale	26
Tableau 1.5 :Loi de dégression des charges	27
Chapitre 3: Calcul des éléments secondaires	
Tableau 3.1: charges & surcharges et sollicitations sur les poutrelles.	38
Tableau 3.2: Résultats des sollicitations de 1er type de poutrelle	43
Tableau 3.3: Résultats des sollicitations de 2eme type de poutrelle	46
Tableau 3.4: résumé le résultat(ferraillage).	62
Tableau 3.5 :Résultats de calcul ferraillage	67
Chapitre 4: Etude dynamique et sismique	
Tableau 4.1 : Résultats des paramètres de la méthode.	75
Tableau 4.2: la période utilisé pour le calcul de D.	76
Tableau 4.3: Période et facteurs de participation modale de la structure.	78
Tableau 4.4: paramètre de méthode statique équivalente.	80
Tableau 4.5: Vérification de la résultante sismique.	81
Tableau 4.6 :Centre de masse de chaque niveau.	82
Tableau 4.7 :Centre de torsion de chaque niveau.	82
Tableau 4.8 : correspond à la combinaison des charges (G+Q+VX).	83
Chapitre 5: Ferraillage des éléments résistants	
Tableau 5.1: Caractéristique des matériaux.	87
Tableau 5.2: Combinaison de calcul de la poutre principale.	87
Tableau 5.3 : les armatures adoptées.	89
Tableau 5.4: pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en travée.	91
Tableau 5.5 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis.	91
Tableau 5.6: Combinaison de calcul de la poutre secondaire.	92
Tableau 5.7: les armatures adoptées.	94
Tableau 5.8 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en travée.	96
Tableau 5.9 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis.	96
Tableau 5.10: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les	100
Tableau 5.11:la flexion composée.	102
Tableau 5.12: Sollicitations dans les poteaux suivant la combinaison plus	103

Liste des tableaux

sollicitée	
Tableau 5.13 :Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	103
Tableau 5.14:ferraillage des armatures longitudinales .	105
Tableau 5.15:Sollicitaion et combinaisons les plus défavorables.	105
Tableau 5.16 :les sections calculé par EXPERT.	105
Tableau 5.17 :les armatures longitudinales adoptée pour les poteaux.	106
Tableau 5.18 : pourcentage total maximum des aciers	106
Tableau 5.19 : Les armatures transversales dans les poteaux.	107
Tableau 5.20 : Vérification de l'effort normale ultime	108
Tableau 5.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.	108
Tableau 5.22 : Pré dimensionnement des voiles .	110
Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure	
Tableau 6.1 :Tableau des résultats de calcul à l'ELU de la dalle du radier	123
Tableau 6.2 :Tableau des résultats de calcul à l'ELS de la dalle du radier	123
Tableau 6.3 :Résultats de calcul à l'ELU du débord	124
Tableau 6.4 :Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la nervure	125
Tableau 6.5 :récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de nervure	126

Liste des symboles

Liste des symboles

A : coefficient d'accélération de zone, coefficient numérique de l'angle de frottement.

A_s : aire d'une section d'acier.

A_t : section d'armateurs transversales.

B : aire d'une section de béton.

\emptyset : diamètre des armatures, mode propre.

C : cohésion

η : facteur de correction d'amortissement.

ξ : amortissement critique.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

q : capacité portante admissible.

Q : charge d'exploitation ; facteur de qualité.

F_{fr} : force de frottement.

g_s : coefficient de sécurité dans l'acier.

g_b : coefficient de sécurité dans le béton.

ss : contrainte de traction de l'acier.

S_{bc} : contrainte de compression du béton.

T_u : contrainte ultime de cisaillement.

r : contrainte tangentielle.

b : coefficient de pondération.

σ_{sol} : contrainte du sol.

ρ : masse volumique.

V : coefficient de pression de béton.

S_m : contrainte moyenne.

Liste des symboles

G : charge permanent.

X : déformation relative.

ELU : Etat limite ultime.

N_{ser} : effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : effort normal pondéré aux états limite ultime.

T_u : effort tranchant ultime. **T** : effort tranchant, période. **S_t** : espacement

I : élancement.

N_q, N_g, N_c : facteur de portance.

F : force concentrée.

f : flèche.

f : flèche admissible.

D : fiche d'ancrage.

L : longueur ou portée.

L_f : longueur de flambement.

I_p : indice de plasticité.

I_c : indice de consistance.

W : poids total de la structure.

d : hauteur utile.

F_e : limite d'élasticité de l'acier.

M_u : moment à l'état limite ultime. **M_{ser}** : moment à l'état limite de service.

M_t : moment en travée.

M_a : moment sur appuis.

M₀ : moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres

I : moment d'inertie.

Liste des symboles

f_i : flèche due aux charges instantanées.

f_v : flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformation instantanées.

I_{fv} : moment d'inertie fictif pour les déformation différées.

M : moment, masse.

E_{ij} : module d'élasticité instantané.

E_{vj} : module d'élasticité différé.

E_S : module d'élasticité de l'acier.

i : rayon moyen.

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

F_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K_z : coefficient de raideur de sol.

d : rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton

Y : position de l'axe neutre.

I_0 : moment d'inertie de la section totale homogène.



Chapitre I:

Généralité

1. Introduction

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Actuellement, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Où il est La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles ...) 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.

Ce travail, réalisé au sein de la faculté des technologies de l'université el woued, présent travail est étude technico économique d'une structure en béton armé à usage habitation composé d'une Rade de chaussée et 7 étage contreventé par voiles nous a donné l'opportunité de mettre en œuvre la planification et l'ordonnancement d'un futur projet.

2.Présentation de l'ouvrage

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pour quoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner Cela a été démontré par la dévastation cause par le tremblement de terre de boumerdes le 21 mai 2003 qui n'était pas de conception sismique.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA 99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Chaque étude de projet du Bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important) :assurer la stabilité de l'ouvrage
- (Economie :sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses confort).
- Esthétique.

-L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- (Durabilité dur de vie) .
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation base à tizi ouzou(zone sismique IIa). Bâtiment est constitué d'un rez-de-chaussée et de 7 étages.

2.1. Caractéristiques géométriques :

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit:

Dimensions en élévation:

- Hauteur du RDC..... 3.23m
- Hauteur étage coutant..... 3.23m
- Hauteur totale y compris l'acrotère..... 25.48 m

Dimension en plan :

Longueur en plan..... 23.02 m

Largeur en plan..... 19.46 m

Longueur du balcon..... 1.425m

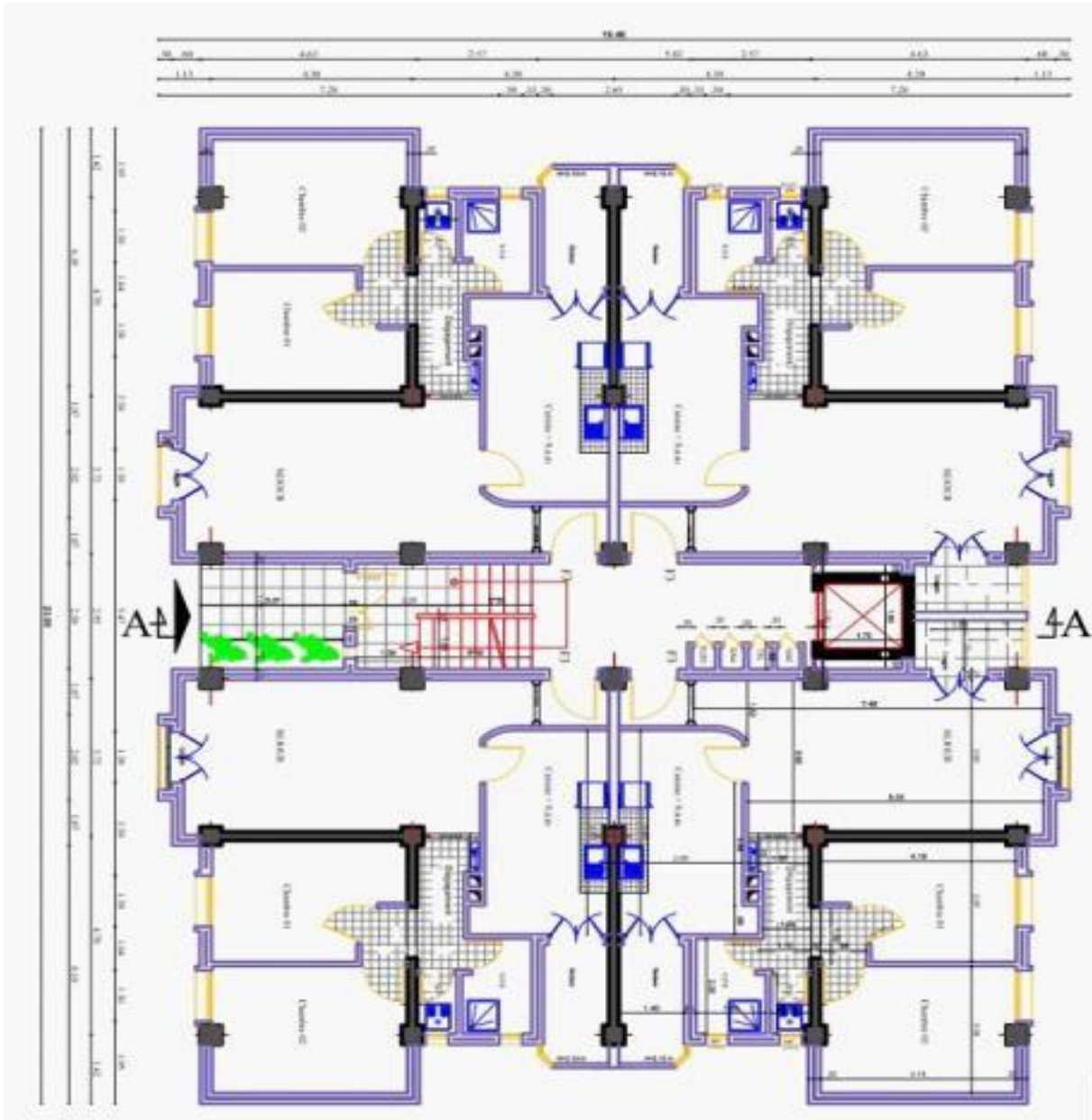


Fig1.1 : vue en plan RDC et étage courant

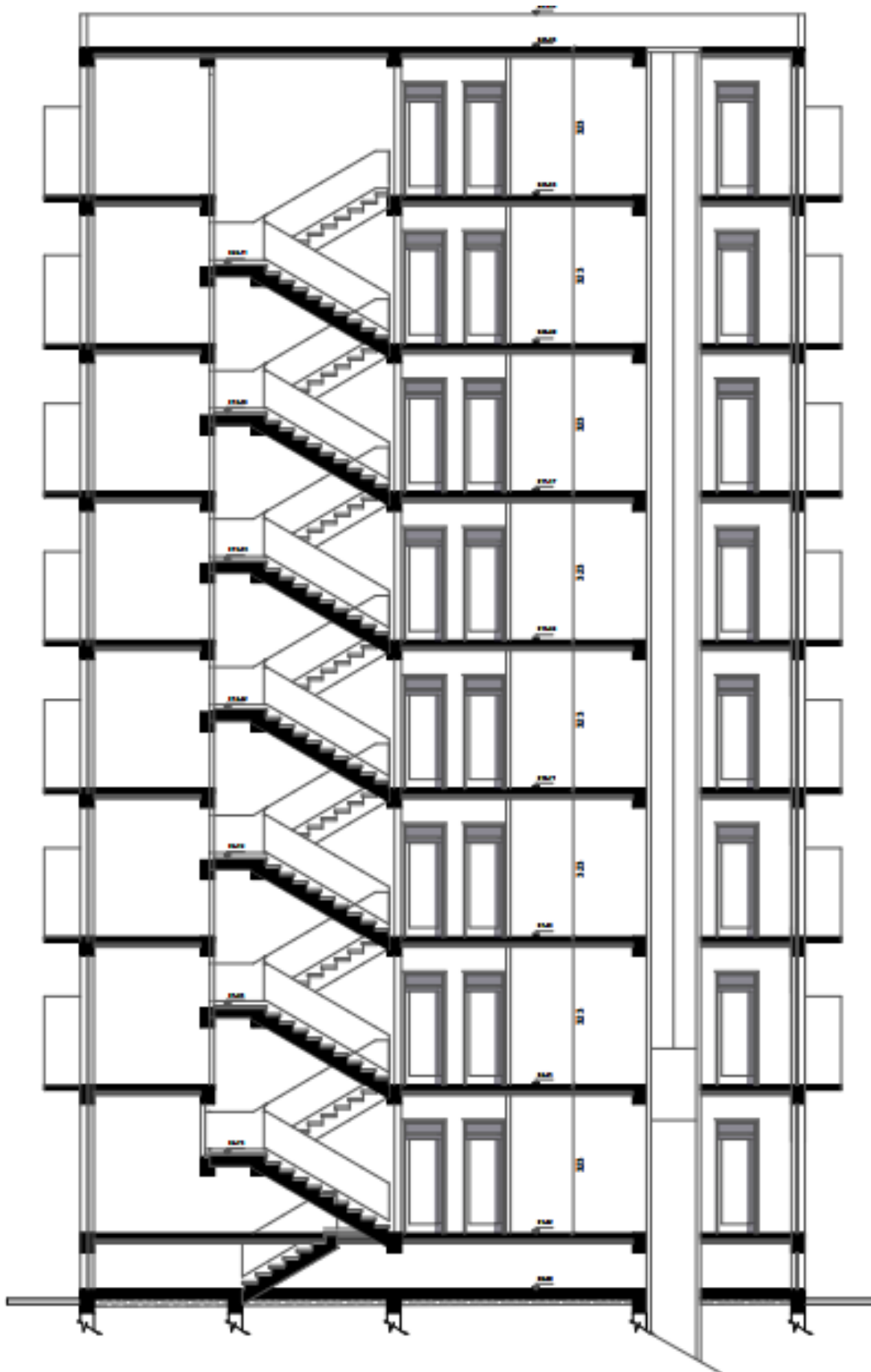


Figure1.2 :vue en élévation.

2.2 Ossature mixte:

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable Par conséquent, nous avons adopté un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques). Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes:

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au **plus 20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, **au moins 25%** de l'effort tranchant d'étage.

2.3. Classification du bâtiment selon RPA99 :

Le projet que nous avons entrain d'étudier consiste a un bâtiment a usage d'habitation, composé d'un sous sol, et Rez de chaussée plus sept étages, implanté a tizi-ouzo, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

2.4. Plancher:

les planchers à tous les niveaux sont réalisée en corps creux avec une dalle de compression de 5 cm reposant sur des poutrelles.

2.5. escalier :

l'escalier est de type droit constituer de deux volées des éléments de l'escalier tous coulés sur place.

2.6 local d'Ascenseur :

C'est l'espace alloué à l'ascenseur selon des dimensions spécifiques, qui est un moyen mécanique nécessaire pour la circulation vertical, son rôle est de transporter les personnes entre les différents étages d'un immeuble, il prévu pour les structure de cinq étage et plus dans le quels l'utilisation des escaliers devient très fatigants, il est généralement implanté à côté de la cage d'escalier.

2.7 Maçonnerie :

Les particularités de la maçonnerie sont les suivantes

Les murs extérieurs «double cloison » sont en briques creuses de 15cm

Séparées par un vide de 5 cm.

- Les murs intérieurs « cloison » sont en brique creuse de 10 cm

- Les revêtements sont prévus un carrelage.

2.8 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 pour le plancher terrasse

3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

3.1. Introduction :

Les caractéristique des matériaux utilisés dans la construction du notre projet doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 , le règlement du béton armé aux états limites BAEL91 modifié99 , et aussi règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 .

3.2. Béton:

Le est un mélange d'agrégates, de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bine définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement son rôle fondamental est de reprendre les efforts de compression et leurs avantages.

Dosage du béton :

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte le Normes prescrites par le règlement BAEL, et tous les règlements applicables en Algérie

-ciment utilisé CPA ou CPJ45 (dosage 350 kg /m³)

-sable 400 litres /m³

Gravier 800 litres /m³

L'eau de gâchage 175 litres /m³

soit alors un poids volumique de : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

Composants du béton :

 **ciment :**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent de proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson mélange.

 **L'eau :**

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

 **Granulate :**

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiqués par deux chiffres, la plus grande et Les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiments Les granulats le plus courants sont sable et le gravier.

✚ sable :

Le sable est constitué des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

✚ Graver :

Elles sont constituées des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propre et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

➤ caractéristique du béton :

A/ Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :BAEL91 (art A.2.1,11)

Dans le cas courant, le béton est caractérisé de point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours ,notée : f_{c28} et choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des réglés de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égalé a 20 MPa et au plus égale à 45 MPa

✚ La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits

On prend : $f_{c28} = 25 MPa$

La résistance à la compression à jour (f_{cj}) est donnée par pour :

$$j < 28 \text{ jour} : f_{cj} = j^{0.76} + 0.83j f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40$$

$$MPa f_{cj} = j^{1.40} + 0.95j f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA } f_{cj} = f_{c28} \text{ pour } j = 28 \text{ jours}$$

On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formaul ci- dessus pour

$$28 < j < 60 , \text{ avec } f_{cj} = 1.1 f_{c28} \text{ pour } j \geq 60$$

✚ Résistance caractéristiques à la traction f_{tj} BAEL91 (art A.2.1,12)

La résistance caractéristique à la traction due béton à jour notée :

f_{tj} est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans Notre cas :

✚ Déformation longitudinale du béton : BALE91 (art A.2.1,1)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 heures, on admet à défaut de mesure, qu'à l'âge de jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000\sqrt{f_{c283}} \rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

On admet que, sous contraintes normales d'une longue durée d'application, le module de déformation différé est donnée par : $E_{vj} = 3700\sqrt{f_{c283}} \rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

✚ Module de déformation transversale : BAEL91 (Art A.2.1,3)

Elle se traduit par le coefficient de poisson :

ν = déformation transversale de formation 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 .

✚ Diagramme Déformation-contrainte du béton :BAEL91 (art A.4.3, 4)

• 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.

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

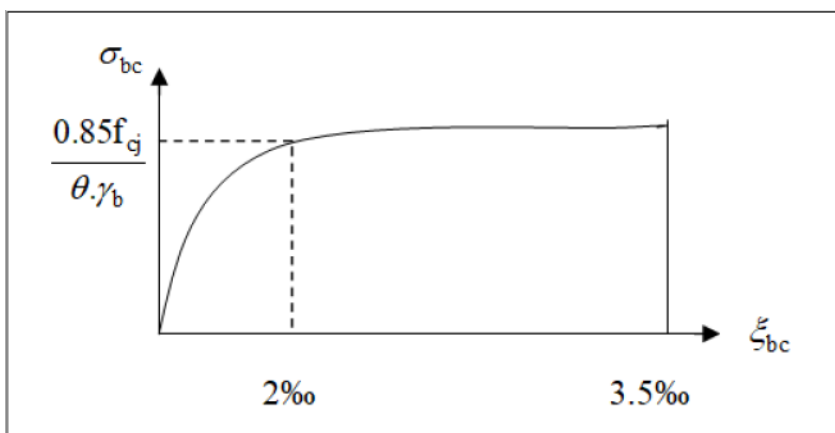


Fig 1.2- Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELU

$$\epsilon = 2 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \cdot f_{c28\theta} / \gamma_b$$

Le coefficient θ prend en compte la durée protale d'application de la combinaison d'actions : $\theta = 1$ t > 24h $\theta = 0.9$ $1h \leq t \leq 24h$ $\theta = 0.85$ $t < 1h$

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.

$\gamma_b = 1.5$ pour les combinaisons fondamentales.

On alors : $\gamma_b = 1.15$ (action accidentelle) $\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18.50 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1.5$

(Action courante) $\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$

$$\varepsilon = 2\text{‰} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} \theta / \gamma_b$$

Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions : $\theta = 1$

$t > 24h$ $\theta = 0,9$ $1h \leq t \leq 24h$ $\theta = 0,85$ $t < 1h$

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. $\gamma_b = 1,5$ Pour les combinaisons fondamentales.

On a alors : $\gamma_b = 1,15$ (action accidentelle) $\rightarrow \bar{\sigma}_c = 18,50 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1,5$ (action courante) $\rightarrow \bar{\sigma}_c$

= $14,20 \text{ MPa}$

- Etat limite de service :

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par σ_{bc} avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

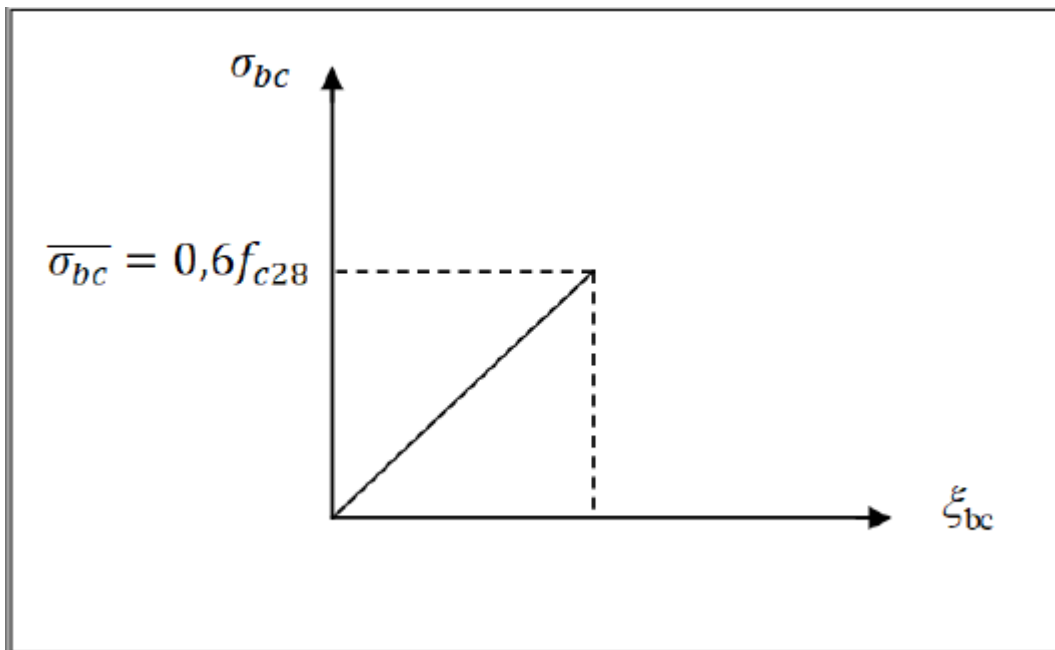


Fig1.3- Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS

3.3. Acier :

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés dans le béton armé sont des aciers doux, mi-durs et durs. On utilise pour le béton armé, les ronds lisses (symbole Φ ou **RL**), les armatures à haute adhérence (symbole HA) et les treillis soudés (symbole TS).

On trouve les aciers pour le béton armé sous trois formes: barres, fils et treillis soudés.

- ✚ En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 m .
- ✚ Les diamètres normalisés d'armatures courantes sont: 6,8,10,12,14,16,20,25,32 et 40 **mm**.
- ✚ Au diamètre nominal correspondent une section nominale et un périmètre nominale (section et périmètre d'un rond lisse de diamètre égal au diamètre nominal)

➤ Caractéristique mécanique

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . Elle varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à: $E_s = 200\,000$ MPa.

✚ *Contrainte limite de l'acier :*

Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

F_e : Contrainte limite élastique.

s_{es} : Déformation (allongement) relative de l'acier. $s_{es} = \{ f_e \gamma_s S E_s \}$

σ_s : Coefficient de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier .

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles

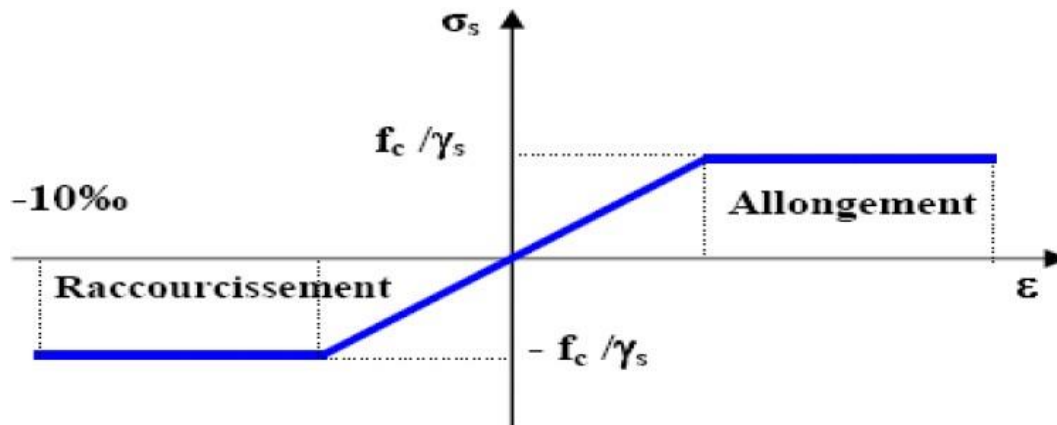


Fig1.4: diagramme contraintes déformations.

✚ Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1/Fissuration peu nuisible: pas de vérification

2/Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150 \eta)$ (MPa)

3/ fissuration très préjudiciable: $\sigma_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110 \eta)$ (MPa) avec

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

Coefficient d'équivalence:

Coefficient d'équivalence noté est le rapport suivant:

$E = ESEb$ Avec :

η : coefficient d'équivalence .

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton .

➤ présentation des règlements du calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après:

✚ Le règlement [BAEL91] (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie d'états limites.

✚ **Etats limit ultimes (ELU) :** correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction ,soit :

- Équilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme.(non flambement des poteaux et des voiles) La Combinaison d'action à l'état limite ultime est : $q \cdot 1,35G \cdot 1,5Q$.

4. Hypothèses de calcul:

- Les sections droites et planes avant déformation , restent droites et planes après

Déformation.

- Pas de glissement relatif entre béton et l'acier .
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 o/oo et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 o/oo dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 o/oo dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C)...

- **Etats limites de service (ELS):**

Constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite) .
- Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limit de service est: $q = G + Q$

- **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_S = 15 E_b$; $n = 15$).

- **[RPA99] version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :**

Elles sont applicables à toutes les catégories de constrictions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des construction, il prévoit :

- Une classification selon le zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristique et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

- **(CAB 93) (Codes du Béton Armé):**

Les codes du béton armé Algérien CAB 93 (DTR B.C.241) (Ou homologue: B.A.E L 91) pour dimensionnement des pièces aux états limit ultimes (E.L.U) et de service (E.L.S).

- **Logiciel utilisé:**

- Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel: **ROBOT2014**.
- Le calcul ferrailage avec le logiciel: **EXPERT 2010** .
- Tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel: **AUTOCAD** .



Chapitre II:

Pré dimensionnement

1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du RPA99 version 2003,

C BA 93, BAEL 91, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

2. pré dimensionnement des plancher :**.2.4- Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction : Celle de la résistance et d'isolation thermique et acoustique

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

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

2.1. Plancher terrasse (inaccessible):

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux

Plancher à corps creux:

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux), ce dernier ils utilisent un coffrage perdu, qui sont économique et

présente une bonne isolation thermique et acoustique.

pour dimensionnement on va utiliser la hauteur des poutrelles qui donnée par la formule empiriques de BEAL91 (article 6.8.4.2.4) suivante:

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

D'après le plan donné en remarque que le sens principale de la structure et le sens (y-y) grand porté, donc L= 4.30m

$$\text{Donc: } h_t \geq \frac{430}{22.5} = 19.11 \text{ cm}$$

**Donc on prend h = 20 cm (16+4) pour tout les planchers.
4 cm dalle de compression et 16 cm corps creux. (Hauteur du hourdis)**

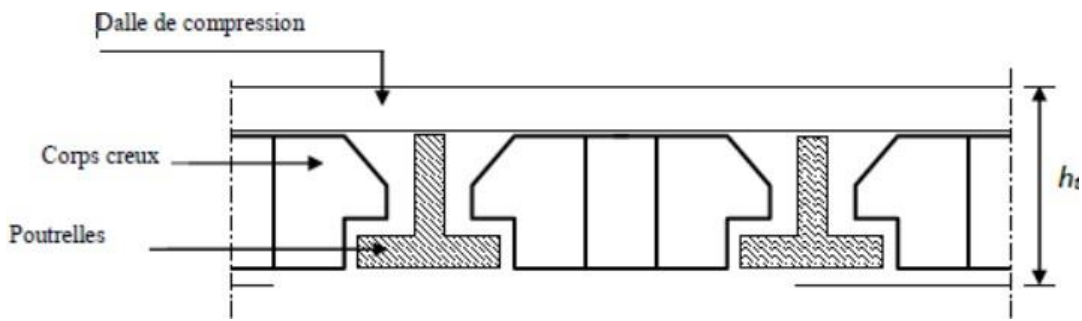


Fig 2.1 : dalle à corps creux

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.

Dimensionnement des poutrelles:

Détermination de la largeur de la table de compression:

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

Avec:

L : porté de la nervure.

L₀ : distance entre nus de nervure qui s'appelle hourdis est disponible en marché à 55 cm

On a:

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.5h \rightarrow 0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,5 \times 20 \rightarrow 6 \leq b_0 \leq 10$$

$$\rightarrow b_0 = 10\text{cm}$$

$$\rightarrow \frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{430}{10}\right) = \min(27,5 ; 45) = 27,5\text{cm}$$

$$\rightarrow b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65\text{ cm}$$

Alor: **b = 65 cm**

Planches dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles)oulé sur place, elles reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis

L'épaisseur de la dalle pleine mince dépend aussi bien des conditions d'utilisation (résistance au feu et isolation phonique) que des vérifications de résistance.

a) Résistance à la flexion (BAEL) :

Dalle reposant sur un seul appui : $\geq \frac{L_x}{20}$

Dalle reposant sur deux appuis (balcon) : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

L_x : étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable) Dans notre

Dans notre cas les dalles reposant sur 2 appuis(balcon) ont une portée $L_x= 1,20m$.
On aura donc :

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} = 3,42 \leq e \leq 4$$

Donc on adopte : $e = 4 \text{ cm}$

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

On opte pour : 12 cm d'épaisseur pour tous les balcons.

II- 4 pré dimensionnement des poutres :

II- 3 .1 Les Poutres principales :

Nous Avon: $L_{max}: 4.70 \text{ m}$.

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31.33 \leq h \leq 47.....Hauteur préférée : $h = 35 \text{ cm}$$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 14 \leq b \leq 28Largeur préférée : $b = 40 \text{ cm}$.$$

Vérifications des conditions de l'RPA 99

$b > 20\text{cm}$ (c.v) On va choisir : $b = 40\text{ cm}$.

$h \geq 30$ (c.v) On va choisir : $h = 35\text{ cm}$.

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{40} = 0,87 < 4$$

La section de poutre principale est de dimension : (40×35).

II- 3.2 Les Poutres secondaires :

Nous avons : $a_x = 430\text{cm}$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \rightarrow 28.66 \leq h \leq 43 \dots\dots \text{Hauteur préférée: } h = 30\text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \rightarrow 9 \leq b \leq 15 \dots\dots \text{Largeur préférée : } b = 40\text{ cm.}$$

Soit : $h=40\text{ cm}$ et $b=30\text{cm}$ (largeur de la poutre).

Vérification d'après RPA99 version 2003 p69 :

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{40} = 0,75 \leq 4\text{cm} \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

Par conséquent, on adopte pour les poutres secondaires un coffrage dont les dimensions sont

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

Evaluation des charges et des surcharges :

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

L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteur de la structure depuis la terrasse jusqu'aux fondation.

plancher terrasse inaccessible :

Désignation des matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique(kg/m3)	Poids(kg/m3)
Gravillon de protection	0.05	1700	85
Etanchéité multicouche	0.02	600	12
Form de pente	0.05	400	16
Isolation thermique	0.10	2200	220
Dalle en corpe creux(16+4)	0.20		280
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
G		= 633 kg/m ²	
Q		= 100 kg/m ²	

Tableau 1.1 : Évaluation des charges permanentes et d’exploitation du plancher terrasse.

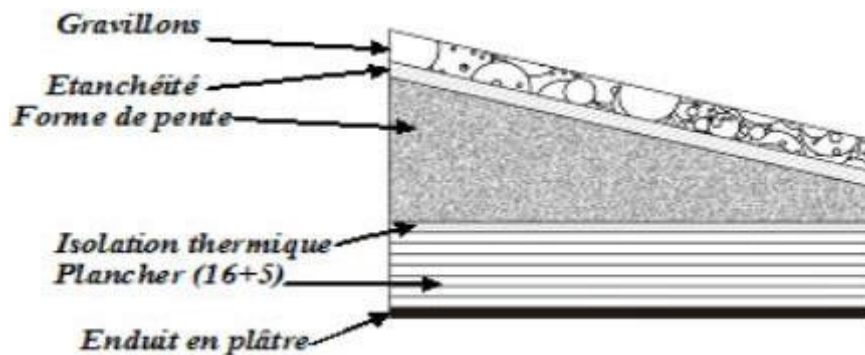


Figure2.2 schéma du plancher terrasse

II-3-1-2-Planchers étages courant (RDC+7 étages) :Les planchers des étages courant sont en corps creux.

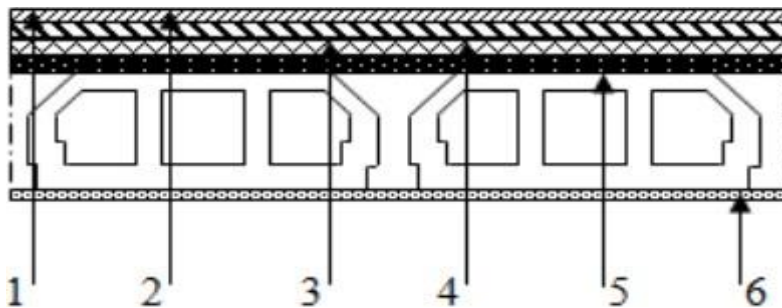


Figure 2.3 : plancher terrasse accessible.

- 1-carrelage
- 2-mortier de pose
- 3-lit de sable
- 4-dalle de compression
- 5-corps creux
- 6-Enduit en plâtre

Désignation des matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique(kg/m3)	Poids(kg/m3)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.02	1800	36
Dalle en corpe creux(16+4)	0.20		280
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Cloisons internes	0.10	1000	100
G		= 520 kg/m²	
Q		= 150 kg/m²	

Tableau 1.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible

Pré dimensionnement des poteaux

Introduction:

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci-dessous.

Avec : S est la surface supporté par le poteau le plus défavorable.II-

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

Poteau rectangulaires :

D'après les règles RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1) selon la zone sismique, nous avons:

min (b₁, h₁) ≥ 25cm

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

* $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$ cm

« Zone IIa »

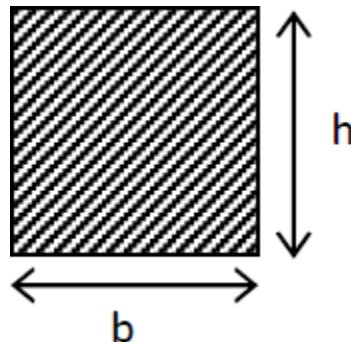


Fig.2.4 : section de poteau

D'après RPA99V 2003 65 nous avons pour la zone (IIa).

$h = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$

$b = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots \dots CV$

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \dots \dots \dots CV$

Donc on choisi b = 40 cm ; h = 40 cm et h_e: hauteur d'étage , = 3,23 m

Selon les règles BAEL 91 (Art B.8.4.1) qui traite la condition de non flambement; on peut estimer le coffrage préliminaire du poteau par l'application de la méthode forfaitaire S :i $\lambda < 70$

$$B_r = \frac{0.9y_b}{f_{c28}} \left[aN_u - \frac{Af_e}{y_s} \right]$$

- N_u = Charge centrée descendue à la base du poteau.
- A = section armatures contributes.
- h_e : hauteur d'étage.
- I_{min} : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.
- B : Surface de la section transversale du poteau.
- $I_f = 0,7 h_e$ Longueur du flambement (BAEL Art-B.8.3.3.1)

$$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} \text{ Rayon de giration}$$

$$\bullet L_f = 0,7 \times 3.23 = 2,261m.$$

$$I_{min} = \frac{0.40 \times (0.40)^3}{12} = 3,41 \times 10^{-3}$$

$$B = 0,4 \times 0,4 = 0,135 m^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{3.41 \times 10^{-3}}{0,135}} = 0.129$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,216}{0.129} = 16.6$$

$$\text{Tant que: } \lambda = 16,6 \leq 50 \leq 70 \quad \rightarrow \quad a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.6}{35} \right)^2} = 0.813$$

Pré dimensionnement des voiles

Sont des éléments en béton armé (coulés sur place) ou préfabriqué son rôle est assurer la stabilité de l'ouvrages sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales, cet élément satisfaisant à la condition $L \geq 4a$.

Les dimensions des voiles doivent respecte les conditions de RPA99 v 2003 suivants:

$$e \geq 15$$

$$e \geq \frac{he}{20} \text{ pour les voiles simples}$$

$$L \geq 4e$$

Avec:

h_e : hauteur liber d'étage : $(3,23 - 0,40 = 2,83m)$.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

Pour le RDC et les autres niveaux:

$$e \geq \max \left[\frac{283}{20} = 14,1 ; 15 \text{ cm} \right]$$

$$e \geq 15 \text{ cm.}$$

Donc, on adopte pour toute les voiles une épaisseur de:

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

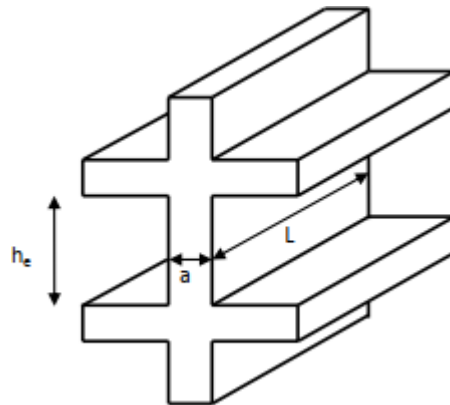


Fig.2.5 : coupe de voile.

Niveau	h_e (cm)	e (cm)
RDC+1 ^{er}7eme étage	3,23 (RDC+étage)	20

Tableau 1.3 : pré dimensionnement de voile

II.3.3- Descente de charges

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

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

Les charges réglementaires :

✓ Charges permanentes :

Le document technique réglementaire DTR B.C.2.2. Dit que la charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs.

On un seul type de poteaux (30×35) cm² c'est le poteau central le plus sollicité.

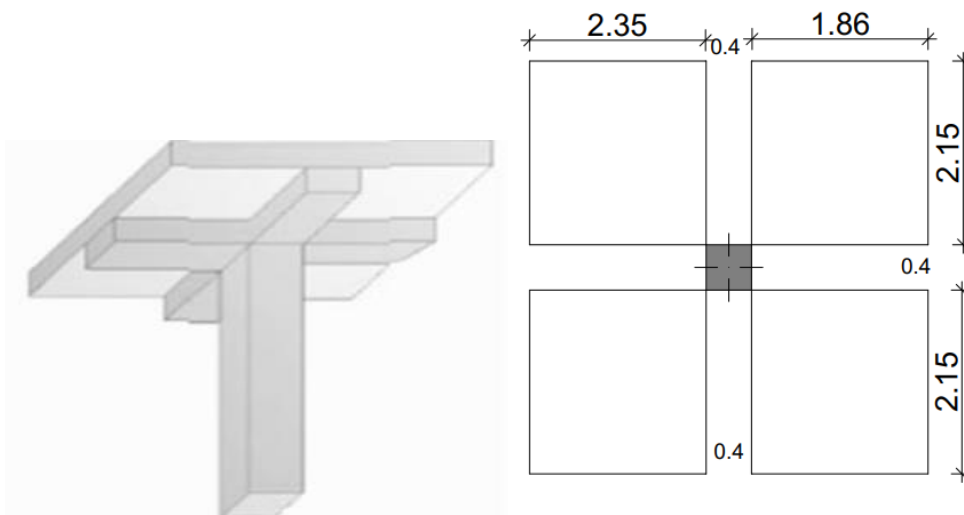


Fig2.6 Section du poteau centrale le plus sollicité

Niveau	Elément	h(m)	b(m)	H(m)	L(m)	Poids d'élément (KN/m ²)	G (KN)
+22.61	Poteaux	/	/	/	/	/	/
	Plancher terrasse	4,275	4,125			6,38	112,5073
	Poutre principale	0,35	0,4		4,275	25	14,428
	Poutre secondaire	0,30	0,40		4,125	25	12,375
Total							139,3103
+19.38	Poteaux	0,40	0,40	2,83	/	25	8,6668
	Plancher	4,275	4,125	/	/	6,38	112,5073
	terrasse	0,45	0,30		4,275	25	14,428
	Poutre	0,40	0,30		4,125	25	12,375
Total							147,9771
+16.15	Poteaux	0,35	0,35	2,83	/	25	8,6668
	Plancher	4,275	4,125	/	/	6,38	112,5073
	terrasse	0,45	0,30		4,275	25	14,428
	Poutre	0,40	0,30		4,125	25	12,375
Total							147,9771
+12.92	Poteaux	0,35	0,35	2,83	/	25	11,32
	Plancher	4,275	4,125	/	/	6,38	112,5073
	terrasse	0,45	0,30		4,275	25	14,428
	Poutre	0,40	0,30		4,125	25	12,375
Total							150,6303
+9.69	Poteaux	0,35	0,35	2,83	/	25	11,32
	Plancher	4,275	4,125	/	/	6,38	112,5073
	terrasse	0,45	0,30		4,275	25	14,428
	Poutre	0,40	0,30		4,125	25	12,375
Total							150,6303

Tableau 1.4 : Descente charges sur poteau centrale

Charge d'exploitation :

D'après le document technique réglementaire DTR B.C.2.2. Les charges d'exploitation sont définies comme celle qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux des équipements fixe.

Les valeurs des charges d'exploitation sont en fonction :

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.
- Des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types et caractères des charges en cause.
- De leur mode de prise en compte etc.....

Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2 article 6.3 p16) :

Elle s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendante : C’est le cas des bâtiments à usage d’habitation ou d’hébergement.

n adoptera pour le calcul :

Terrasse : $Q_{cum} = Q_0$

7^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1$

6^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

5^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

4^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

3^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

2^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

1^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

RDC : $Q_{cum} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Niveau	Q(KN/m ²)	Surface de plancher (m ²)	Q _s = Q×S	Coefficient	Σ Q _s = N×coeff(KN)
Terrasse	1	18,103	18,103	1	18,103
7 ^{ème} étage	1,5	18,103	27,154	1	45,257
6 ^{ème} étage	1,5	18,103	27,154	0,95	69,695
5 ^{ème} étage	1,5	18,103	27,154	0,90	91,418
4 ^{ème} étage	1,5	18,103	27,154	0,85	110,426
3 ^{ème} étage	1,5	18,103	27,154	0,80	126,719
2 ^{ème} étage	1,5	18,103	27,154	0,75	140,296
1 ^{ème} étage	1,5	18,103	27,154	0,70	151,157
RDC	1,5	18,103	27,154	0,65	170,165

Tableau 1.5 :Loi de dégression des charges

Vérification du poteau le plus sollicité « poteau central » :

D’après le CBA 93, il faut vérifier que:

$Nu \leq N_{résist}$

✓ **La combinaison des charges:**

$Nu = 1,35G + 1,5Q$

$Nu = (1,35 \times 13454,4135) + (1,5 \times 130,243) = 1412,48 \text{ KN} = 1,41341 \text{ MN}$

✓ **Vérification du flambement :**

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

$$\lambda = l_f$$

$$i; i = \sqrt{B I l_f} = 0,7h \dots \dots \dots \text{(Cas des bâtiments)}$$

Avec:

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau.

B : l'aire du poteau.

Pour une section carrée : $B = b \times h = 40 \times 40 = 2025 \text{ cm}^2$

$h_e : 283 \text{ cm} \rightarrow l_f = 0,7 \times 283 = 198,1 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 34178,75$$

$$i = \sqrt{\frac{34178,75}{2025}} = 12,99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{198,1}{12,99} = 14,55 < 50 \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Condition de stabilité de forme:

D'après le règlement CBA 93 (art B.8.4.1) on a la section du poteau est donné par formule suivante:

$$N_{resist} \leq \left(\frac{\alpha(B_r \cdot f_{c28})}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{(A \cdot f_e)}{\gamma_s} \right)$$

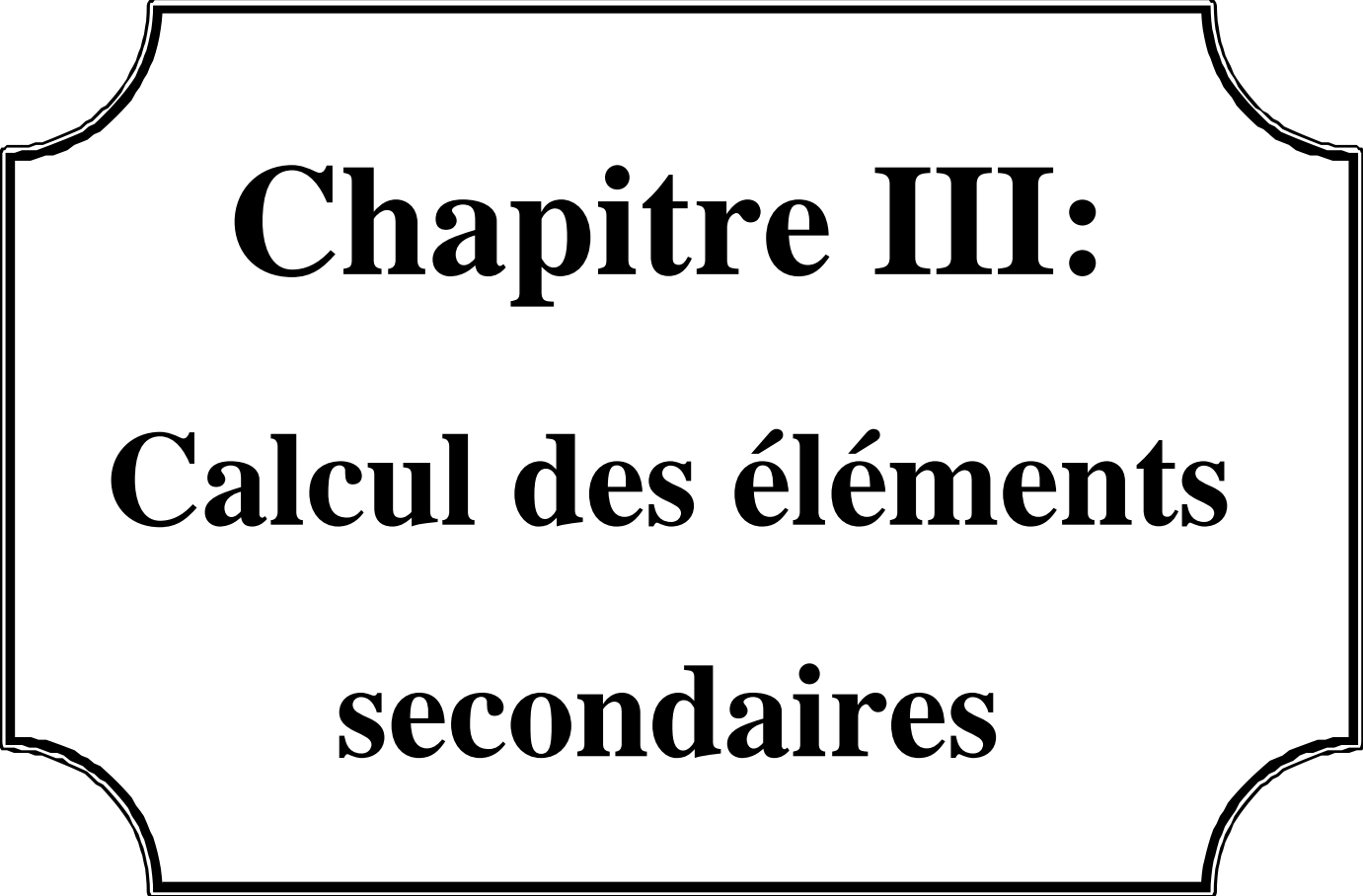
α : Coefficient réducteur en fonction de l'élancement.

B_r : L'aire du poteau réduit.

Avec:

$$b = 0,40 \text{ m} ; h = 0,40 \text{ m} ; H = 2,83 \text{ m}$$

$$B_r = (b - 2cm) \times (h - 2cm) \rightarrow B_r = (40 - 2cm) \times (40 - 2cm) = 1849 \text{ cm}^2$$



Chapitre III:
Calcul des éléments
secondaires

1.Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n’ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c’est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

2.L’acrotère:

L’acrotère est un élément en béton armé qui assuré la sécurité totale au niveau de la terrasse, elle soumise à son poids propre (G) et une charge d’exploitation(Q).

Il est soumis à la flexion composée due à :

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

IL a pour rôle de :

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

Principe de calcul :

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

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

➤ Évaluation des charges:

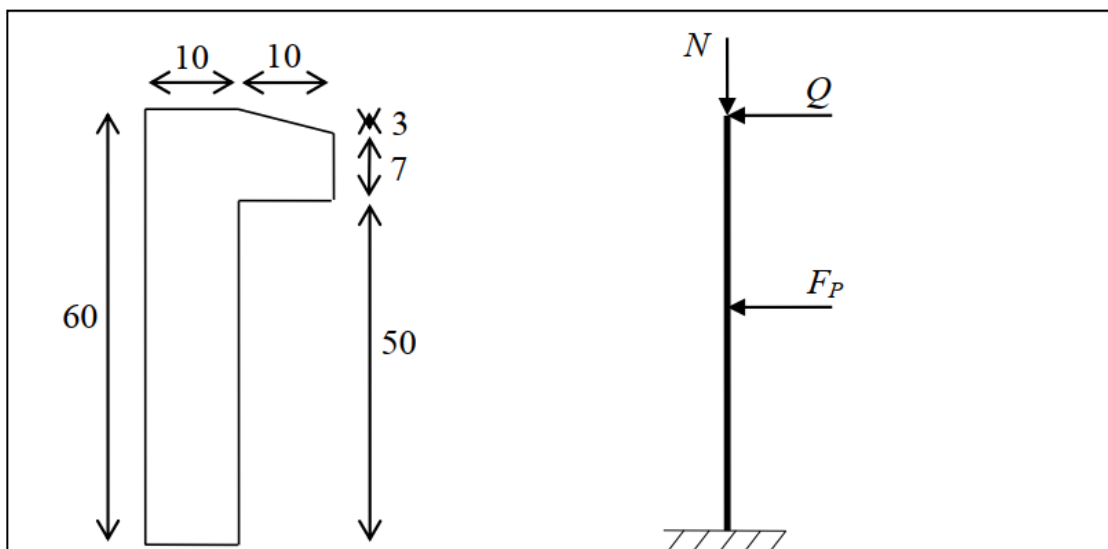


Fig 3.1 :Dimension de l’acrotère

- **Charges permanentes :**

La surface de l'acrotère : $S = S_1 + S_2 + S_3$

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

Poids propre de l'acrotère $\rightarrow g_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$

$$\begin{aligned} \text{Enduit :} \rightarrow g_2 &= 20 (0,6 + 0,5 + 0,08 + 0,1 + \sqrt{0.10^2 + 0.02^2} + 0,1) \cdot 0,02 \\ &= 0,552 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

Poids totale de l'acrotère :

$$G = g_1 + g_2 = 1,725 + 0,552 = 2,277 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de l'effort due au séisme :

La force horizontale F_p est donné par la formule suivante : RPA99/V20003 (art 6.2.3)

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone (zone IIa et groupe d'usage 2, Suivant le (tableau 4-1 de RPA99V2003), $A = 0,15$) ;

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$) ;

W_p : poids de l'élément.

$$F_p = 4 A C_p W_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,27 = 1,089 \text{ KN}$$

$$Q = \max(1 ; 1.366)$$

$$Q = 1.366 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des sollicitations :

a) - E.L.U :

- Effort normal de compression : $N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,27 \times 1 = 3,073 \text{ KN.}$

- Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times F_p \times H = 1,5 \times 1 \times 0,60 = 0,9 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN.m}$

b) - E.L.S:

- Effort normal de compression : $N_s = W_p = 2,277 \text{ KN}$

- Moment fléchissant : $M_s = Q \times H = 1 \times 0,60 = 0.6 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $T_s = Q = 1 \text{ KN/m}$

• Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$M_u = N_u \times e_u \Rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.073} = 0.29 \text{ m}$$

$$M_s = N_s \times e_s \Rightarrow e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.277} = 0.26 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.073} = 0.292 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \rightarrow e_0 > \frac{h}{2}$$

$$(e_u, e_s) > e_0$$

Donc : Le centre de pression se trouve en dehors de la section donc elle est partiellement comprimée. Donc la section est partiellement comprimée

-calcul de flexion simple en prenant

Avec $d = 0.09$ et $h = 0.1 \text{ m}$

$$e_a = e_u + (d - \frac{h}{2}) = 0.29 + (0.6 - \frac{1}{2}) = 0.30$$

On obtient une section fictive d'acier Alu puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée

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

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 3.073 \times 0.30 = 0.92 \text{ kn. m}$$

Moment réduit fictif :

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{0.92 \times 10^3}{100 \times 6 \times 14.2} = 0.017$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{0.92}{0.60} = 1.5$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 \times \gamma \times \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow u_{lu} = 0.3340$$

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

$$\rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.021$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.09m$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma} = \frac{0.90}{0.09 \times 348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{10 \times 8 \times 2.1}{400} = 0.0966 \text{ cm}^2$$

Alors on prend :

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

L'espace des armatures principales sera de 20 cm

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

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

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

- **Vérification à l'E.L.S :**

État limite de compression du béton :

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

$$(b + y_2 + 30) \times A \times (y - 30) \times (d \times A) = 0 \Rightarrow y = 2.05 \text{ cm}$$

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

$$I_{AN} = \frac{b}{3}y^3 + 15[A(d - y)^2] = 1743.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.75 \text{ Mpa} < \sigma_c = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

État limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 34.78 \text{ Mpa} < \sigma_s = 250 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

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

L'espace des armatures principales sera de 20 cm

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

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

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

- **Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91**

$$r_u = \frac{V_u}{(b \cdot d)}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5 \times 1.089 = 1.633 \text{ KN/ml}$$

$$r_u = \frac{1.633}{1000 \times 60} = 0.0272 < \tau_u = \min \left\{ \frac{15 \times f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

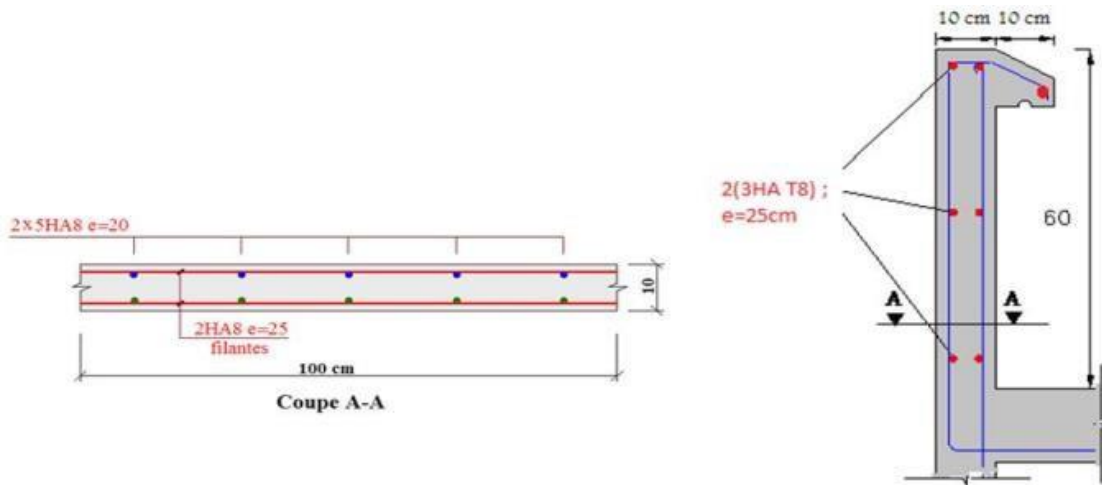


Fig 3.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3. Etudes des planches :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales :

- **Function de résistance:** les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation statique ou dynamiques.
- **Function d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de façon complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol.

3.1 Etude des poutrelles

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

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

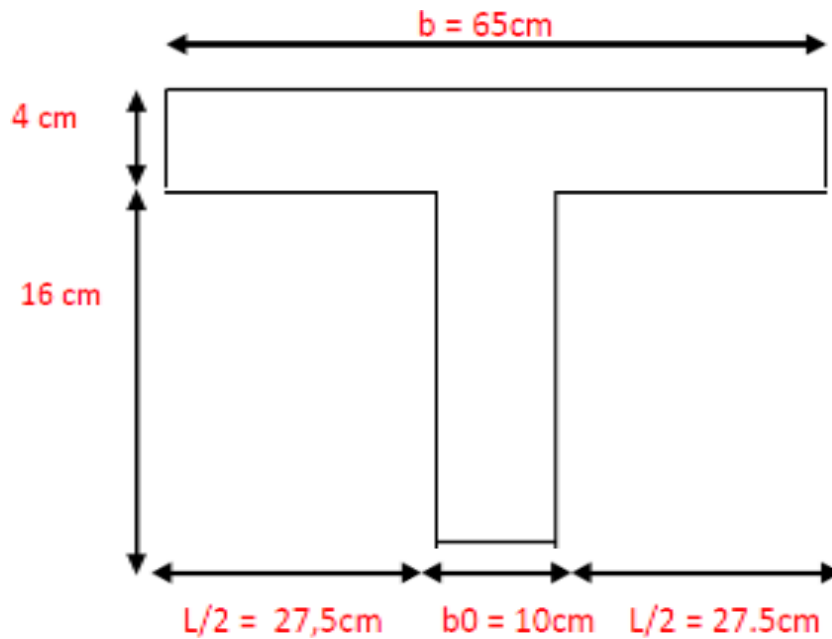


Fig 3.3 : Dimensionnement de poutrelle

- ✚ La méthode forfaitaire
- Domaine d'application:

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

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

$$0.8 \text{ et } 1.25 : 0.8 \leq \left(\frac{L_i}{L_i - 1}, \frac{L_i}{L_i + 1} \right) \leq 1.25$$

- Principe de la méthode:

$-M_0$: La valeur maximale du moment fléchissant dans la (travée de comparaison).

M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.

M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée.

- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges α permanentes et des charges d'exploitation: $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- **Moment sur appuis :**

- * $M = 0,2M_0$ appuis de rive.
- * $M = 0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- * $M = 0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- * $M = 0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

- **Méthode de Caquot (Annexe E.1 du BEAL91 modifié 99)**

- **Domaine d'application (B.6.220) :**

Lorsque les conditions indiquées dans la méthode forfaitaire ne sont pas remplies et en particulier lorsque la charge d'exploitation est supérieure à deux fois à la charge permanente ou 5 KN/m^2 : $Q > \text{Max}(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$, si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, donc le calcul des moments aux appuis seulement

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

pour calcul des moments en travée en prend la totalité de des charges permanentes.

- **Exposé de la méthode :**

- ☒ **Moment sur appuis :**

$$M_i = \frac{p_w \times l_w^3 + p_e \times l_e^3}{8,5 \left(\frac{l_w}{e} + \frac{l_e}{w} \right)}$$

Avec : $M_0 = \frac{pl^2}{8}$

- ☒ **Moment en travée :**

$$M_t^{\text{Max}} = \left(M_0 - \frac{M_w - M_e}{2} \right) + \frac{(M_w - M_e)^2}{2pl^2}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l' = l$ Pour une travée de rive.

$l' = 0,8 \times l$ pour une travée intermédiaire.

Ou « l » représente la portée de la travée libre.

3.2 Calcule le poutrelle :

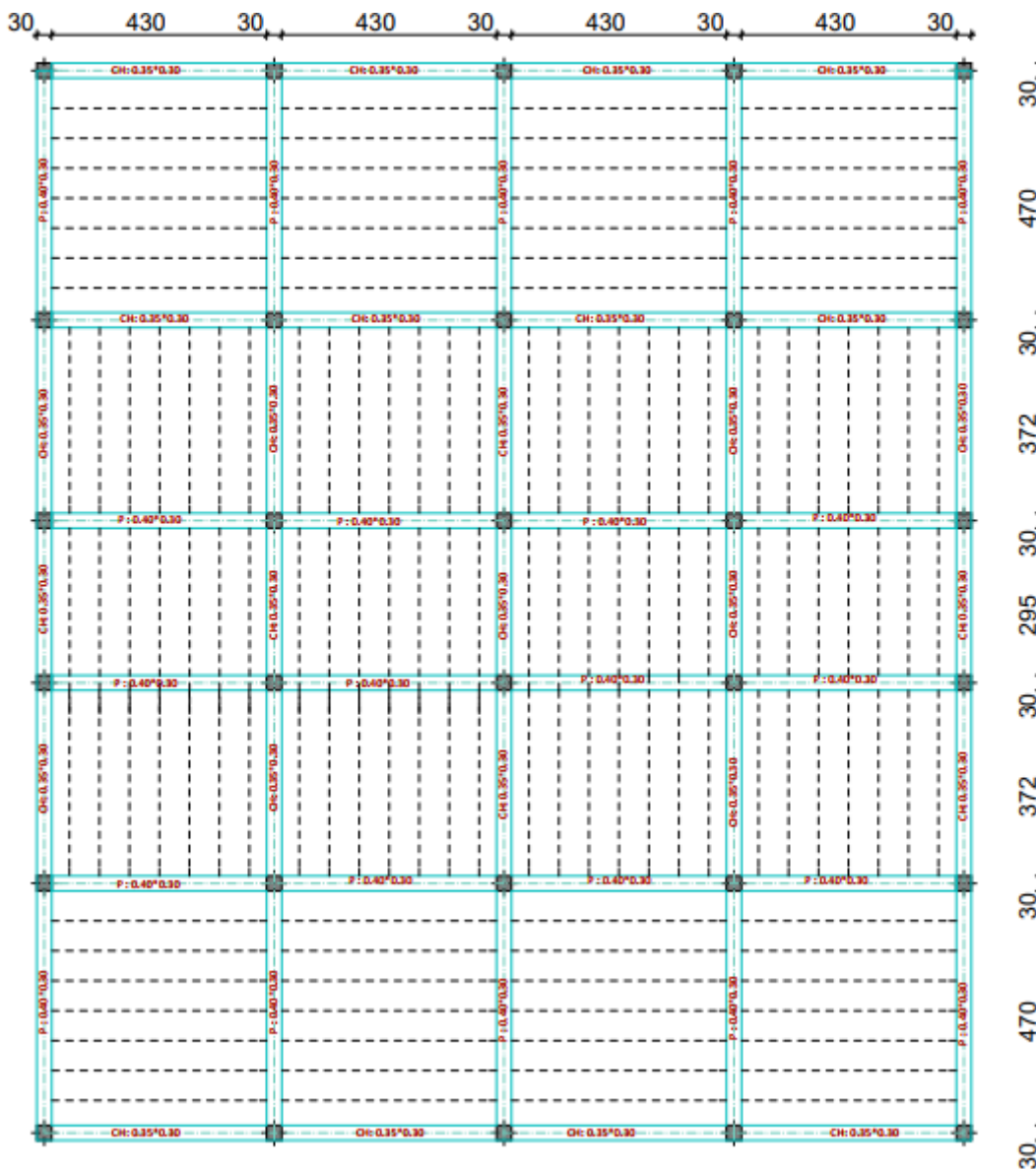


Fig 3.4 :Schéma de la disposition des poutrelles.

- Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré

Dans notre projet on a quatre types de poutrelles a étudiées :

➤ **Type 1** : poutrelle isostatique sur deux appuis pour les plancher terrasse inaccessible.

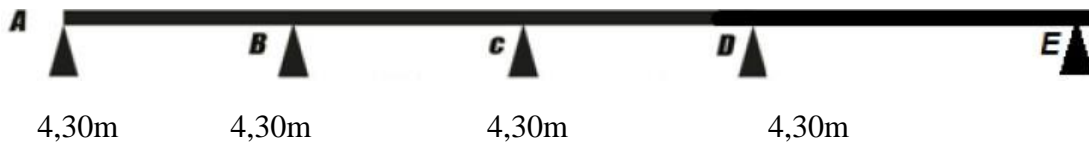


Fig 3.5 : Schéma du 1^{eme} type de poutrelle.

➤ **Type 2** : poutrelle sur trois appuis à deux travées pour le plancher étages .



Fig 3.6: Schéma du 2^{eme} type de poutrelle.

Calcul des charges et surcharges qui supporté par les poutrelles :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \text{ et } p_u = 0,65 \times q_u$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0,65 \times q_s$$

Désignation	G	Q	ELU		ELS	
			q _u	p _u	q _s	p _s
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Terrasse	6,33	1	10,04	6,52	7,33	4,76
Courant	5,20	1,5	9,27	6,386	6,7	4,35

Tableau 3.1: charges & surcharges et sollicitations sur les poutrelles.

II- 5.6 Calcul des sollicitations :

On calcul tous les sollicitations des types des poutrelles, après on choisira les sollicitations leplus défavorable pour faire le ferrailage.

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Pour le type 1 poutrelle à cinq travée :

$P_u = 6,52 \text{KN/ml}$.

$P_s = 4,76 \text{KN/ml}$.

$L_1 = 4,70\text{m}; L_2 = 3,72\text{m}; L_3 = 2,50\text{m}; L_4 = 3,72\text{m}; L_5 = 4,70\text{m}$

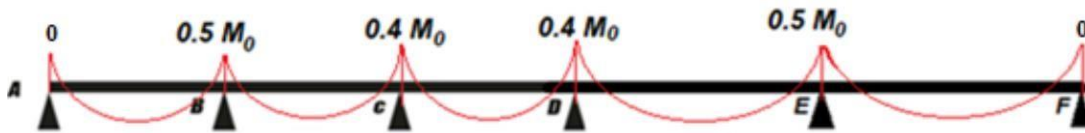


Fig 3.7 : Schéma du 1eme type de poutrelle

La méthode forfaitaire : On doit vérifier les conditions suivantes :

✓ $Q = 1 \text{KN/m}^2 \leq \text{Max} (2 \times 6,33 = 12,66 \text{KN/m}^2 ; 5 \text{KN/m}^2)$.

✓ Inertie constante

$\downarrow \frac{4,30}{4,30} = 1 \in (0,85 ; 1,25)$.

$\boxtimes \frac{4,30}{4,30} = 1 \in (0,85 ; 1,25)$.

■ 4,30

$\downarrow \frac{4,30}{4,30} = 1 \in (0,85 ; 1,25)$.

$\boxtimes \frac{4,30}{4,30} = 1 \in (0,85 ; 1,25)$.

■ 4,30

Fissuration est peu préjudiciable

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,33 + 1} = 0,136$

Les toutes conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire.

✓ **Calcul des moments** :

ELU:

$M_{0UAB} = \frac{P_{ser} l_{AB}^2}{8} = \frac{6,52 \times 4,30^2}{8} = 15,06 \text{ KN.m}$

$M_{0UBC} = \frac{P_{ser} l_{BC}^2}{8} = \frac{6,52 \times 4,30^2}{8} = 15,06 \text{ KN.m}$

$M_{0UCD} = \frac{P_{ser} l_{CD}^2}{8} = \frac{6,52 \times 4,30^2}{8} = 15,06 \text{ KN.m}$

$M_{0UDE} = \frac{P_{ser} l_{DE}^2}{8} = \frac{6,52 \times 4,30^2}{8} = 15,06 \text{ KN.m}$

$M_{0UEF} = \frac{P_{ser} l_{EF}^2}{8} = \frac{6,52 \times 4,30^2}{8} = 15,06 \text{ KN.m}$

ELS:

$$M_{0serAB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{4,76 \times 4,30^2}{8} = 11,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{0serBC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{4,76 \times 4,30^2}{8} = 11,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{0serCD} = \frac{p_u l_{CD}^2}{8} = \frac{4,76 \times 4,30^2}{8} = 11,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{0serDE} = \frac{p_u l_{DE}^2}{8} = \frac{4,76 \times 4,30^2}{8} = 11,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{0serEF} = \frac{p_u l_{EF}^2}{8} = \frac{4,76 \times 4,30^2}{8} = 11,00 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

ELU :

$$M_A = 0$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{0uAB}; M_{0uBC}) = 0,5 \text{Max} (15,06; 15,06) = 0,5 \times 15,06 = 7,53 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{0uBC}; M_{0uCD}) = 0,4 \text{Max} (15,06; 15,06) = 0,4 \times 15,06 = 6,024 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{0uCD}; M_{0uDE}) = 0,4 \text{Max} (15,06; 15,06) = 0,4 \times 15,06 = 6,024 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{0uDE}; M_{0uEF}) = 0,5 \text{Max} (15,06; 15,06) = 0,5 \times 15,06 = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

ELS :

$$M_A = 0$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{0serAB}; M_{0serBC}) = 0,5 \text{Max} (11,00; 11,00) = 0,5 \times 11,00 = 5,5 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{0serBC}; M_{0serCD}) = 0,4 \text{Max} (11,00; 11,00) = 0,4 \times 11,00 = 4,4 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{0serCD}; M_{0serDE}) = 0,4 \text{Max} (11,00; 11,00) = 0,4 \times 11,00 = 4,4 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{0serDE}; M_{0serEF}) = 0,5 \text{Max} (11,00; 11,00) = 0,5 \times 11,00 = 5,5 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

Moment sur travée :

► Travée AB :

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0uAB}; (1 + 0,3\alpha) M_{0uAB}) - \frac{M_A + M_B}{2} - \frac{0 + 7,35}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 15,06; (1 + 0,3 \times 0,136) 15,06) - \frac{0 + 7,35}{2}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,136)}{2} \times 15,06 = 9,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_t = 12,14 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0serAB}; (1 + 0,3\alpha) M_{serAB}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 11,00; (1 + 0,3 \times 0,136) 11,00) - \frac{0 + 5,5}{2}$$

$$M_t \geq 11,55 - 2,75 \rightarrow M_t = 8,8 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,135)}{2} \times 11,00 = 8,15 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 8,8 \text{ KN.m}$**

➤ **Travée BC :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0uBC}; (1 + 0,3\alpha) M_{0uBC}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 15,06; (1 + 0,3 \times 0,136) 15,06) - \frac{7,53 + 6,024}{2}$$

$$M_t \geq 15,81 - 6,77 \rightarrow M_t = 9,04 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,136)}{2} \times 15,06 = 9,34 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 9,34 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0serBC}; (1 + 0,3\alpha) M_{serBC}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 11,00; (1 + 0,3 \times 0,136) 11,00) - \frac{5,5 + 4,4}{2}$$

$$M_t \geq 11,55 - 4,95 \rightarrow M_t = 6,6 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,136)}{2} \times 11,00 = 6,824 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 6,82 \text{ KN.m}$**

➤ **Travée CD :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0uCD}; (1 + 0,3\alpha) M_{0uCD}) - \frac{M_c + M_d}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 15,06; (1 + 0,3 \times 0,136) 15,06) - \frac{6,024 + 6,024}{2}$$

$$M_t \geq 15,81 - 6,024 \rightarrow M_t = 9,78 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,136)}{2} \times 15,06 = 9,34 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 9,78 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0ser}; (1 + 0,3\alpha) M_{serCD}) - \frac{M_c + M_d}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 11,00; (1 + 0,3 \times 0,136)11,00) - \frac{4,4 + 4,4}{2}$$

$$M_t \geq 11,55 - 4,4 \rightarrow M_t = 7,15 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,136)}{2} \times 11,00 = 6,82 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 6,82 \text{ KN.m}$**

➤ **Travée DE :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0uDE}; (1 + 0,3\alpha) M_{0uDE}) - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 15,06; (1 + 0,3 \times 0,136)15,06) - \frac{6,024 + 7,35}{2}$$

$$M_t \geq 15,81 - 6,68 \rightarrow M_t = 9,13 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,136)}{2} \times 15,06 = 9,34 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 9,34 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0serDE}; (1 + 0,3\alpha) M_{serDE}) - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 11,00; (1 + 0,3 \times 0,136)11,00) - \frac{4,4 + 5,5}{2}$$

$$M_t \geq 11,55 - 4,95 \rightarrow M_t = 6,6 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,136)}{2} \times 11,00 = 6,82 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 6,82 \text{ KN.m}$**

➤ **Travée EF :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0uEF}; (1 + 0,3\alpha) M_{0uEF}) - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 15,06; (1 + 0,3 \times 0,136)15,06) - \frac{7,35 + 0}{2}$$

$$M_t \geq 15,81 - 3,67 \rightarrow M_t = 12,14 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,136)}{2} \times 15,06 = 9,34 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 12,14 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0serEF}; (1 + 0,3\alpha) M_{serEF}) - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 11,00; (1 + 0,3 \times 0,136) 11,00) - \frac{5,5 + 0}{2}$$

$$M_t \geq 11,55 - 2,75 \rightarrow M_t = 8,8 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,136)}{2} \times 11,00 = 6,82 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 8,8 \text{ KN.m}$**

✓ **Effort tranchant :**

➤ travée AB:

$$T_A = \frac{P_{ul}}{2} = \frac{6,52 \times 4,30}{2} = 14,01 \text{ KN}$$

$$T_B = 1,10 \times \frac{P_{ul}^2}{2} = 1,10 \times \frac{6,52 \times 4,30}{2} = 15,41 \text{ KN}$$

➤ travée BC:

$$T_B = T_C = 1,10 \times P_{ul2} = 1,10 \times \frac{6,52 \times 4,30}{2} = 15,41 \text{ KN}$$

➤ travée CD:

$$T_C = T_D = 1,10 \times \frac{P_{ul}}{2} = 1,10 \times \frac{6,52 \times 4,30}{2} = 15,41 \text{ KN}$$

➤ travée DE:

$$T_D = T_E = 1,10 \times \frac{P_{ul}}{2} = 1,10 \times \frac{6,52 \times 4,30}{2} = 15,41 \text{ KN}$$

➤ travée EF:

$$T_E = 1,10 \times \frac{P_{ul}}{2} = 1,10 \times \frac{6,52 \times 4,30}{2} = 15,41 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{P_{ul}}{2} = \frac{6,52 \times 4,30}{2} = 14,01 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

appuis	Moment sur appuie(KN.m)		Travée	Poutrelle(m)	Moment(M0) (KN.m)		Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant(KN)	
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	
									T _{AC}	T _B
A	0	0	AB	4,30	15,06	11,00	12,14	8,8	14,01	15,41
B	7,35	5,5	BC	4,30	15,06	11,00	9,34	6,82	15,41	15,41
C	6,024	4,4	CD	4,30	15,06	11,00	9,78	6,82	15,41	15,41
D	6,024	4,4	DE	4,30	15,06	11,00	9,34	6,82	15,41	15,41
E	7,35	5,5	EF	4,30	15,06	11,00	12,14	8,8	15,41	14,01
F	0	0								

Tableau 3.2: Résultats des sollicitations de 1^{er} type de poutrelle

Plancher étage courant

Pour le type 2 poutrelle sur trois appuis à deux travées.

$P_u = 6,38 \text{ KN/ml}$.
 $P_s = 4,35 \text{ KN/ml}$.
 $L_1 = 4,70 \text{ m}$; $L_2 = 3,72 \text{ m}$

La méthode forfaitaire : On doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (2 \times 5,20 = 10,40 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \dots \text{CV.}$
- ✓ Inertie constante
- ✓ $\frac{4,30}{4,30} = 1 \in (0,85; 1,26)$
- ✓ Fissuration est peu préjudiciable

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,20 + 1,5} = 0,223$$

Les conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire.

✓ **Calcul des moments :**

ELU:

$$M_{0uAB} = \frac{P_{ser} l_{AB}^2}{8} = \frac{6,38 \times 4,30^2}{8} = 14,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{0uBC} = \frac{P_{ser} l_{BC}^2}{8} = \frac{6,38 \times 4,30^2}{8} = 14,74 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{0serAB} = \frac{P_u l_{AB}^2}{8} = \frac{4,35 \times 4,30^2}{8} = 10,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{0serBC} = \frac{P_u l_{BC}^2}{8} = \frac{4,35 \times 4,30^2}{8} = 10,05 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

ELU :

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{0uAB}; M_{0uBC}) = 0,6 \text{Max} (14,74; 14,74) = 0,6 \times 14,74 = 8,84 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_C = 0$$

ELS :

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{0serAB}; M_{0serBC}) = 0,6 \text{Max} (10,05; 10,05) = 0,6 \times 10,05 = 6,03 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_C = 0$$

Moment sur travée :

➤ **Travée AB :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0uAB} ; (1 + 0,3\alpha) M_{0uAB}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 14,74 ; (1 + 0,3 \times 0,223) 14,74) - \frac{0 + 8,84}{2}$$

$$M_t \geq 15,72 - 4,42 \rightarrow M_t = 11,3 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,223)}{2} \times 14,74 = 9,33 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 11,3 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0\text{serAB}} ; (1 + 0,3\alpha) M_{\text{serAB}}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 10,05 ; (1 + 0,3 \times 0,223) 10,05) - \frac{0 + 6,03}{2}$$

$$M_t \geq 10,72 - 3,015 \rightarrow M_t = 7,705 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,223)}{2} \times 10,05 = 6,86 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 7,705 \text{ KN.m}$**

➤ **Travée BC :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0\text{uBC}} ; (1 + 0,3\alpha) M_{0\text{uBC}}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 14,74 ; (1 + 0,3 \times 0,223) 14,74) - \frac{8,84 + 0}{2}$$

$$M_t \geq 15,72 - 4,42 \rightarrow M_t = 11,3 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,223)}{2} \times 14,74 = 9,33 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 11,3 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0\text{serBC}} ; (1 + 0,3\alpha) M_{\text{serBC}}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 10,05 ; (1 + 0,3 \times 0,223) 10,05) - \frac{6,03 + 0}{2}$$

$$M_t \geq 10,72 - 3,015 \rightarrow M_t = 7,705 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,223)}{2} \times 10,05 = 4,76 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 7,705 \text{ KN.m}$**

✓ **Effort tranchant :**

➤ **travée AB:**

$$T_A = \frac{P_{ul}}{2} = \frac{6,38 \times 4,30}{2} = 13,71 \text{ KN}$$

$$T_B = 1,10 \times \frac{P_{ul}}{2} = 1,10 \times \frac{6,38 \times 4,30}{2} = 15,08 \text{ KN}$$

➤ **travée BC:**

$$TB = 1,10 \times Pul2 = 1,10 \times \frac{6,38 \times 4,30}{2} = 15,08 \text{ KN}$$

$$TC = \frac{Pul}{2} = \frac{6,38 \times 4,30}{2} = 13,71 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

appuis	Moment sur appuie(KN.m)		Travée	Poutrelle(m)	Moment(M0) (KN.m)		Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant(KN)	
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	
									TAC	TB
A	0	0	AB	4,30	14,74	10,05	11,3	7,705	13,71	15,08
B	8,84	6,03	BC	4,30	14,74	10,05	11,3	7,705	13,71	15,08
C	0	0								

Tableau 3.3: Résultats des sollicitations de 2^{eme} type de poutrelle

3.4 Calcule de ferrailage:

On considéré poule ferrailage le type le poutrelle la plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis , et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple les efforts maximaux sur appuis et en travée sont

- ELU:

$$M_{tu}^{max} = 12,14 \text{ KN. m}$$


$$M_{au}^{max} = 8,84 \text{ KN. m}$$

$$T_u^{max} = 15,41 \text{ KN.m}$$

- ELS:

$$M_{tser}^{max} = 15,41 \text{ KN. m}$$

$$M_{aser}^{max} = 6,03 \text{ KN. m}$$

 Ferrailage en tarvée:

$$h= 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; b=65\text{cm} ; b_0=10\text{cm} ; d=0,9h=18;; \sigma_{bc} = 14,2\text{MPa}; f_e = 400\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 348\text{MPa}.$$

Le calcul des section en forme de (Té) s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure

- ✓ Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de copression.

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

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{bc} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2. 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$= 59,072 \text{ KN. m}$$

$$M_{tu} = 12,14 \text{ KN.m} < M_{tab} = 59,072$$

Alors l'axe neutre est dans la table de compression, la section en (Té) est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,4 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,041 < \mu_{lu=0.367}$$

$$\mu_{bu}=0,041 < \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,052$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,052) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_s^t = \frac{M_t^u}{z \times \sigma_s} = \frac{12,4 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 1,982 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification de la condition non fragilité:

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = M(A_s^t ; A_s^{min}) = \text{MAX}(1,98 \text{ cm}^2; 1,41 \text{ cm}^2) = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc on opte c 2HA14 avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

➤ Ferrailage sur appuis:

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 8,84 \text{ KN.m} < M_{tab} = 59,072 \text{ KN.m}$$

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans résistance donc le calcul se ramène une section rectangulaire ($h \times b_0$).

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,84 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,192 < \mu_{lu} = 0,367 \rightarrow$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ (s d'armature comprimée $A \neq 0$)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,192}) = 0,215$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,215) = 0,914$$

$$A_s^a = \frac{M_a^u}{z \times \sigma_s} = \frac{8,84 \times 10^{-3}}{0,914 \times 348} = 2,77 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = M(A_s^a ; A_s^{min}) = \text{MAX}(2,77 \text{ cm}^2; 0,21 \text{ cm}^2) = 2,77 \text{ cm}^2$$

Donc in opte 2HA14 avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

✚ Vérification à l'ELU:

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire:

$$T_u^{max} = 15,41 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que: $r \leq \bar{r}_u$

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

Tel que :

$$r_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{15,41 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,856 \text{ MPa}$$

$$r_u = 0,856 \text{ MPa} \leq \bar{r}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

✚ Au voisinage des appuis:

✚ Appuis de rives

✚ Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec: } T_u = 15,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{15,41 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,1 \times 0,18} = 0,951 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{25}{1,5} = 6,66$$

▪ Vérification des armatures longitudinales:

$$A_s = \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_g}{\gamma_s}} = \frac{15,41 \times 10^{-3}}{348} = 0,442 \text{ cm}^2$$

▪ Appuis intermédiaires:

▪ Vérification de la compression du béton:

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{15,44 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,1 \times 0,18} = 0,953 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{25}{1,5} = 6,66 \text{ MPa}$$

▪ Vérification des armatures longitudinales:

$$A_s = \text{cm}^2 \geq \frac{T_u - M^k}{\frac{f_g}{\gamma_s}} = \frac{15,41 \times 10^{-3} - \frac{8,84 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18}}{348} = -1,12 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification à l'ELS:

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification à l'état de l'ouverture des fissures, elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- Vérification des contraintes du béton:

On doit vérifier: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$

$$\bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

- En travée:

Position de l'axe neutre:

$$M_{tser} = 15,41 \text{ MPa}$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d) - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = 65 \frac{4^2}{2} - 15 \times 3,08 \times (18 - 4) = -126,8 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en T).

Position de l'axe neutre y:

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0$$

$$5y^2 + 266,2y - 151,58 = 0$$

$$Y = 3,94 \text{ cm}$$

✚ Calcul de l'inertie I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = 18859,8$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15,41 \times 10^{-3} \times 0,0394}{18859,8 \times 10^{-8}} = 3,21 \text{ MPa}$$

Donc: $\sigma_{bc} = 3,21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$

✚ En appui:

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$5y^2 + 40,05y - 36,045 = 0$$

$$y = 8,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 4712,67 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} = \frac{6,03 \times 10^{-3}}{4712,67 \times -8} \times 0,0816 = 10,44 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \sigma_{bc} = 10,44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

✚ Evaluation de la flèche:

La flèche admissible:

$$\begin{aligned} \text{Si } L \leq 500 \dots\dots\dots &= \frac{L}{500} \\ f_{adm} &= 0,5 + \frac{L}{1000} \\ \text{Si } L > 500 \dots\dots\dots & \\ f_{adm} & \end{aligned}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Les condition vérifier:

- ☒ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ☒ $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- ☒ $\frac{h}{L} \geq \frac{h_t}{10M_0}$

Avec:

$$h = 20 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 4,70 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,2}{4,30} = 0,046 \leq \frac{1}{16}$$

= 0,0625 la 1^{ere} condition n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

$$A_s = 3,08 \text{ cm} ; y = 3,94 \text{ cm} ; I = 18859,8 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,0342$$

✚ Moment d'inertie (I₀):

$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s (v_2 + d)^2 + (b - b_0) h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + v_1 - \frac{h_0}{2} \right]; \text{ avec } d' =$$

$$V = \frac{1}{B} \left[\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right]$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7 = 13 \text{ cm}$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_s = 466,2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 7,01 \text{ cm}$$

$$I_0 = 71221,66 \text{ cm}^4$$

✚ Calcul de λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 1,24$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times \lambda_i}{5} = 0,498$$

✚ Calcul de contraintes σ_s

σ_s : contrainte de traction effective de de l'armature pou le cas de charge considéré:

q_r , charge permanentes avnt la mise en place des revêtements.

q_{cr} charge permanent avant la mise en place des cloisons de revêtement .

q_p charge permanant et d'exploitation.

$$q_{ser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 2,80 = 1,82 \text{ KN/m}$$

$$q_{crser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,20 = 3,38 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times 8 = 5,2 \text{ KN/m}$$

$$M_{rsre} = 0,75 \times \frac{q_{rser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{1,82 \times 4,30^2}{8} = 3,154 \text{ KN.m}$$

$$M_{crser} = 0,75 \times \frac{q_{crser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{3,38 \times 4,30^2}{8} = 5,859 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{5,2 \times 4,30^2}{8} = 9,01 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sr} = 15 \times \frac{M_{rser}(d - y)}{I} = 35,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{scr} = 15 \times \frac{M_{crs}(d - y)}{I} = 43,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser}(d - y)}{I} = 100 \text{ MPa}$$

$$\mu_r = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,530$$

$$\mu_{cr} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{scr} + f_{t28}} = 0,7607$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,767$$

Si : $\leq 0 \rightarrow \mu = 0$

✚ Calcul d'Eiet E_v :

$$I_{fir} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_r} = 47274,81 \text{ cm}^4$$

$$I_{ficr} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{cr}} = 41745,96 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 40154,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvcr} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{cr}} = 46201,79 \text{ cm}^4$$

✚ Evaluation des flèches:

$$f_{ri} = \frac{M_{rser} \times l^2}{10 \times E_j \times I_{ficr}} = 0,000383 \text{ m}$$

$$f_{cri} = \frac{M_{crser} \times l^2}{10 \times E_j \times I_{fip}} = 0,000838 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_j \times I_{ficr}} = 0,00128 \text{ m}$$

$$f_{crv} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fip}} = 0,00363 \text{ m}$$

Δf

$$\rightarrow = f_{crv} - f_{ri} + f_{pi} - f_{cri} = 0,00363 - 0,000383 + 0,00128 - 0,000838$$

Δ

$$\rightarrow = 0,0369 \text{ cm} < f_{adm} = 0,86 \text{ cm}$$

✚ Calcul des armatures transversales et l'espacement:

L'acier choisi pour les armatures est de types rond lisse de nuance

$$f_e E24 (f_e = 235 \text{ MPa}).$$

✚ BAEL 91 modifié 99:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{r_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40cm)$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{r_u}{2} ; 0,4MPa\right)$$

✚ RPA99 version 2003:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right)$$

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Avec:

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

ϕ_l :Diamètre minimum des armatures longitudinale.

$$\phi_t \leq M(5,71mm; 10mm; 10mm) \rightarrow \phi_l \leq 5,71mm$$

On adopte: $\phi_t = 6mm$

Donc:

La section d'armatures transversale sera: $A_t = 2HA8 = 1,01cm^2$

✚ Espacement:

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire des les condition suivant:

D'après: le BAEL 99 modifie 99:

$$S_t \leq M(0,9 \times 0,18; cm) =$$

$$S_t \leq A_t \times \frac{0,8 \times f_e}{b_0 \times (r_u - 0,3 \times f_{t28})} = 80,07 cm$$

$$S_t \rightarrow 80cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{r_u}{2} ; 0,4 M\right) = 0,428 MPa$$

$$S_t \leq A_t \times \frac{A_t f_e}{b_0 \times 0,418} = \frac{0,57 \times 10^{-4} \times 400}{0,1 \times 0,418} = 54,54 cm$$

On prend $S_t = 12cm$

D'après le RPA 99 version 2003:

$$S_t \leq \frac{A_t}{b_0}$$

$S_t \geq 5 \text{ cm}$ Zone nodale

$S_t \geq 10 \text{ cm}$ Zone courant

Donc : $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

La zone nodale est cm et la zone courant est cm, la longueur de la zone nodale: $L=2h=$

✚ Vérification de la jonction table nervure:

On doit vérifier que: $r_u = \frac{V_u \times (\frac{b-b_0}{2})}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{r}_u$

$$\bar{r}_u = \min \left(\frac{0,9 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \text{fissuration peu préjudiciable}$$

$$r_u = \frac{15,41 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,006 \text{ MPa} \leq \bar{r}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

✚ Ferrailage dalle de compression:

a/ Armatures perpendiculaires aux nervures:

Selon le BAEL 91 modifié 99(B.6.8.723)

La Dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser:

- 20cm(5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L: longueur de entre l'axe des nervures(cm).

Dans notre cas: $f_e = 400; L = 65 \text{ cm}$

$$50 < L < 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où on opte pour:

b/ Armatures parallèles aux nervures:

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser:

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèle aux nervures.

D'où on opte: une treillis soudé

4. Etude d'escalier

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

4.1 principe de calcule :

L'escalier est calculé à la flexion simple

a. Premier partie :

➤ Dimension :

Cette volée est composée de :

- o paliers d'épaisseur de 15cm.
- o Une volée d'épaisseur 14cm
- o Giron de 30cm

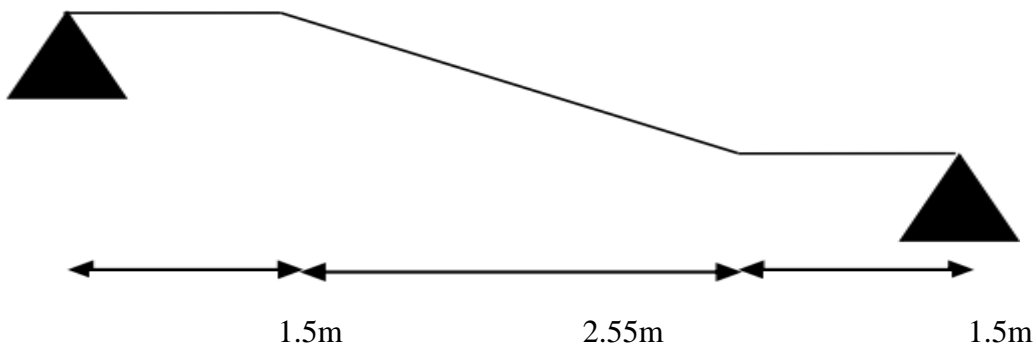


Fig 3.8: Schéma statique d'escalier 1^{er} partie

Charges et surcharges :

Volée e : $G_{propre} = 7,864 \text{ KN/m}^2$

Palier: $G_{propre} = 5.21 \text{ KN/m}^2$

$Q_{escalier} = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

✓ Palier :

ELU : $q_{u1} = 1,35G_p + 1,5Q_{es} = (1,35 \times 5,21) + (1,5 \times 2,5) = 10,783 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G_p + Q_{es} = 5,21 + 2,5 = 7,71 \text{ KN/ml}$

✓ paillasse:

ELU : $q_{u1} = 1,35G_p + 1,5Q_{es} = (1,35 \times 7,864) + (1,5 \times 2,5) = 14,366 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G_p + Q_{es} = 7,864 + 2,5 = 10,364 \text{ KN/ml}$

$$q_{equ} = \frac{\sum q_i \times L}{\sum L_i} = \frac{2(10,783 \times 1,275) + (14,366 \times 2,55)}{(2 \times 1,275 + 2,55)} = 12,574 \text{KN/ml}$$

$$q_{eqser} = \frac{\sum q_i \times L}{\sum L_i} = \frac{2(7,71 \times 1,275) + (10,364 \times 2,55)}{(2 \times 1,275 + 2,55)} = 9,037 \text{KN/ml}$$

Calcul des moments :

À l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_{equ} L^2}{8} = \frac{12,574 \times 5,1^2}{8} = 40,88 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 40,88 = 34,748 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \times 40,88 = 12,264 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{eqs} L^2}{8} = \frac{9,037 \times 5,1^2}{8} = 29,381 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 29,381 = 25,407 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \times 29,381 = 8,814 \text{KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V = \frac{q_u L}{2} = \frac{12,574 \times 5,1}{2} = 32,063 \text{KN}$$

ELU :

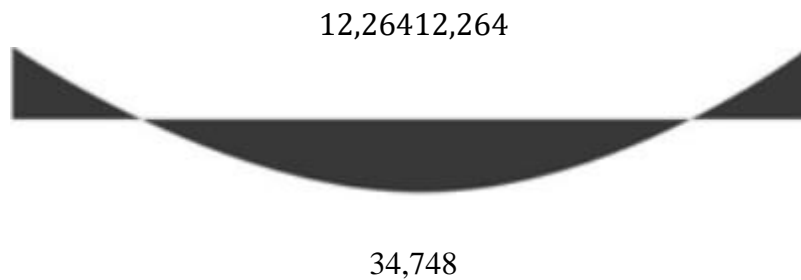


Fig 3.9: Diagramme de moment à l'ELU

32,063



32,063

Fig 3.10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

ELS:

8,814 8,814

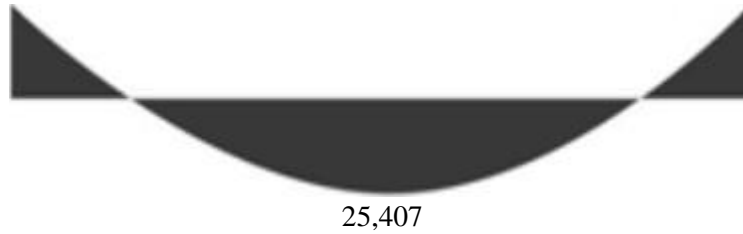


Fig 3.11: Diagramme de moment à l'ELS.

III- 2.3 Calcul des armatures :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m

• Pour la première partie :

ELU :

$b = 100\text{cm}$; $h = 14\text{cm}$; $d = 0,9h = 12,6\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{34,748 \times 10^{-3}}{1 \times 0,126^2 \times 14,2} = 0,154$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{34,748}{25,407} = 1,36$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 \times \gamma \times \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050$$

$$\rightarrow u_{lu} = \frac{3440 \times \gamma \times \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050}{10^4} = 0,2853$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 u_{bu}}) = 0,2101$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,126(1 - 0,4 \times 0,2101) = 0,115\text{m}$$

$$\hat{A}_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{34,784 \times 10^3}{0,115 \times 348} = 8,69\text{cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,23 \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \frac{100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,52\text{cm}^2$$

$$A_s = (\hat{A}_s; A_{smin}) = (1,25; 8,69) = 8,69\text{cm}^2$$

On adopté en travée : $10HA12 = 11,31\text{cm}^2$

armature de réparation :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{11,31}{4} = 2,82\text{cm}^2$$

donc on adopté : $6HA8 = 3,01 \text{ cm}^2$

En appui:

$$u_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11,62 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,126^2 \times 14,2} = 0,0515$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11,62}{25,407} = 0,45$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 \times \gamma \times \theta + 49 f_{c28} \theta - 3050$$

$$\rightarrow u_{lu} = \frac{3440 \times \gamma \times \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050}{10^4} = 1,89$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 u_{bu}}) = 0,1488$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,126(1 - 0,4 \times 0,0515) = 0,123\text{m}$$

$$\hat{A}_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{11,62 \times 10^3}{0,123 \times 348} = 2,71\text{cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,23 \frac{100 \times 12,6 \times 2,1}{f_e} = 0,23 \frac{100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = m(\hat{A}_s; A_{smin}) = (2,71; 1,52) = 2,71\text{cm}^2$$

Alor on adopté : $6HA8 = 3,01 \text{ cm}^2$

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3,01}{4} = 0,752 \text{ cm}^2$$

Alor on adopté : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Diverses vérifications :

Vérification à E.L.S :

En travée :

Vérification de l'effort tranchant (C.B.A93)

$$r_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31,994 \cdot 10^3}{1000 \times 126} = 0,253 \text{ MPa}$$

$$r_u = \min(0,20 f_{c28} \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

Donc : $r_u = 0,253 \text{ MPa} < \bar{r}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Vérification à E.L.S:

En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15MP$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 8,691}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(12,6 \times 8,691)}{7,5(8,691)^2}} - 1 \right] = 6.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[(d - y)^2] = \frac{100 \times 6,25^3}{3} + 15[8,691(12,6 - 6,25)^2] = 13394,66cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{25,407}{13394,66} 6,25Mpa \rightarrow \sigma_{bc} = 11,8Mpa < \sigma_{bc} = 15 Mpa ...$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = 180,6Mpa < \sigma_s = 400 Mpa \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15MP$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 7,93}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(12,6 \times 7,93)}{7,5(7,93)^2}} - 1 \right] = 4.41 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[(d - y)^2] = \frac{100 \times 4,41^3}{3} + 15[7,93(12,6 - 4,41)^2] = 10294,25cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8,814}{10294,25} 4,41Mpa \rightarrow \sigma_{bc} = 3,77Mpa < \sigma_{bc} = 15 Mpa ...$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = 180,6Mpa < \sigma_s = 400 Mpa \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

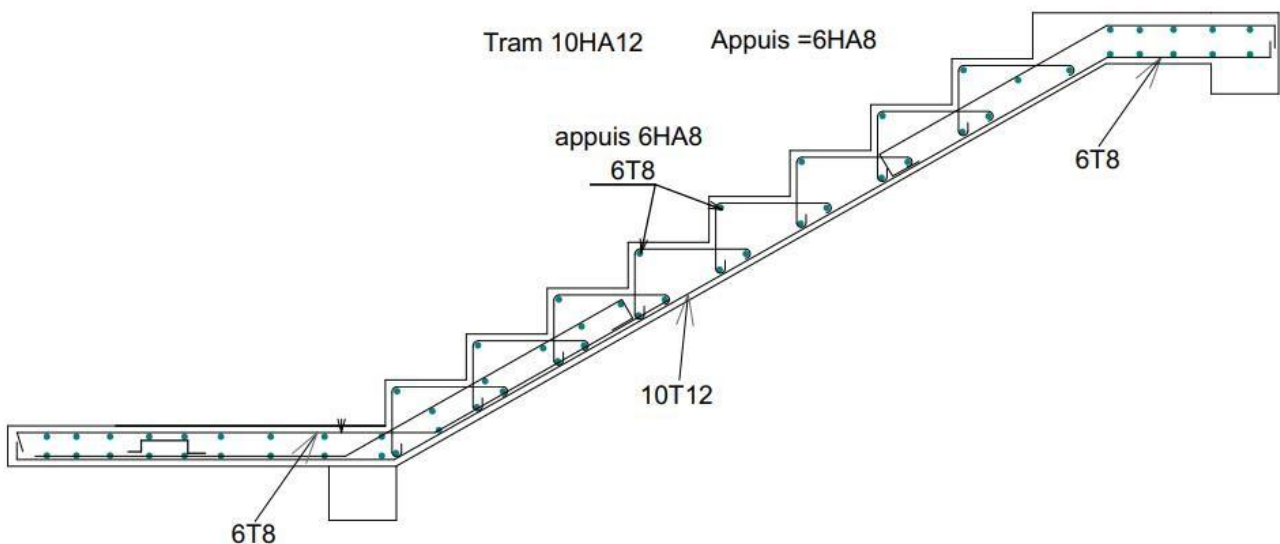


Fig 3.12 :Schéma du ferrailage de la volée de l'escalier

III- 3 Etude de la poutre palière :

Selon le **BEAL 91 modifié 99** les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{160}{15} = 10,66 \text{ cm} \leq h \leq 16 = 16$$

On prend **h = 10cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3 \times 10 = 3\text{cm} \leq b \leq 0,7 \times 10 = 7\text{cm}$$

On prend **b = 6cm**

Vérification selon le RPA99 version 2003 (zone sismique IIa) :Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm} \text{ et } h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} \leq 4$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 6 \text{ cm} < 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 10 \text{ cm} < 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{10}{6} = 1,6 < 4 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc nous prenons : **h = 40 cm ; b = 30cm .**

III- 3.2 Evaluation des charges :

➤ **Poids propre de la poutre palière :**

$$G = h \times b \times \rho = 0,40 \times 0,3 \times 25 = 3\text{KN/ml}$$

➤ **Les charges appliquées sur la poutre prise :**

Palier 1 :

$$g_1 = \frac{G_{PP} + G_{palier} \times L_1 + G_{paillasse} \times L_2}{2}$$

L₁ = la longueur du palier type 1

L₂ = la longueur du paillasse type 1

$$g_1 = 3 + (5,21 \times 1,50) + 7,8664 \times \frac{2,55}{2} = 20,84 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$g_2 = G_{PP} + G_{paillasse} \times L_1$$

L₁ = la longueur du palier type 1

$$g_2 = 3 + 7,8664 \times 1,50 = 14,799\text{KN/ml}$$

Palier 2 :

$$g_3 = G_{PP} + G_{palier} \times L_1 + G_{paillasse} \times \frac{L_2}{2}$$

L₁ = la longueur du palier type 1

L_2 = la longueur du paillasse type 1

$$g_3 = 3 + (5,21 \times 1,50) + 7,8664 \times \frac{2,55}{2} = 20,84 \text{KN/ml}$$

Charge équivalente :

$$G_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \frac{20,84 \times 1,5 + 14,799 \times 2,55 + 20,84 \times 1,5}{1,50 + 2,55 + 1,50} = 16,457 \text{KN/ml}$$

$$G_{eq} = 16,457 \text{KN/ml}$$

Combinaison de charge:

ELU:

$$q_u = 1,35G_{eq} + 1,5Q$$

$$q_u = (1,35 \times 16,457) + (1,5 \times 2,5) = 25,96 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_{ser} = G_{eq} + Q$$

$$q_u = 16,457 + 2,5 = 18,957 \text{ KN/ml}$$

III- 3.3 Calcul sollicitation de la poutre palière :

A l'ELU:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{25,96 \times 1,5^2}{2} = 29,20 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L = 25,96 \times 1,5 = 29,14 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = \frac{18,957 \times 1,5^2}{2} = 21,32 \text{KN.m}$$

$$V_s = q_u L = 18,95 \times 1,5 = 28,42 \text{KN}$$

III- 3.4 Calcul du ferrailage :

ELU :

$$b = 30 \text{cm} ; h = 40 \text{cm} ; d = 0,9h = 36 \text{cm} ; f_e = 400 \text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{MPa} ;$$

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

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29,20 \cdot 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,052$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29,20}{21,32} = 1,36$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 \times \gamma \times \theta + 49 f_{c28} \theta - 3050$$

$$\rightarrow u_{lu} = \frac{3440 \times \gamma \times \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050}{10^4} = 0,285$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 u_{bu}}) = 0.1488$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.126(1 - 0.4 \times 0.1488) = 0.118m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{29.20 \times 10^{-3}}{0.118 \times 348} = 2.31cm^2$$

M_u (KN.m)	\hat{A}_s (cm^2)	μ	α	z (cm)	A_s cm^2	Le choix	$A_{sad}(cm^2)$
29,20	0	0,285	0.1488	11,8	2,31	3HA14	4,62

Tableau 3.4: résumé le résultat(ferraillage).

Vérification à E.L.S :

II- 3.4 Vérification à l'ELU : (BAEL91 modifié 99)

$$A_{smin} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.30cm^2$$

$A_s \geq A_{smin} \rightarrow A_s = 2.31cm^2 > A_{smin} = 1.30cm^2$ CV
 ont adopté $3\phi 12 = 3.39 cm^2$

III- 3.5 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$r_u < \bar{r}_u$$

$$r_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{31.99 \cdot 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.2962Pa < \bar{r}_u = 3.33 Mpa$$

$$\bar{r}_u = \min(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa) = 3.33 MPa$$

$r_u = 0.2698MPa < \bar{r}_u = 3.33 Mpa$ Condition vérifiée

III- 3.6 Diamètre des armatures transversales : d'après la BAEL91 modifié 99

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 10 \right\} \phi_t \leq 11.42mm$$

On choisit : $\phi_t = 8 mm$

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4.62}{4} = 1.15 cm^2$$

Donc on prend $A_t = 3\phi 8 = 1.51 cm^2$

II- 3.7 Espacement des cours de cadres :

▪ Selon BAEL 91 modifié 99

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(32.4 cm; 40 cm)$$

On adopté $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ Selon RPA99 version 2003 :

pour zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12\phi_{tmin}\right) = 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Pour zone courant :

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

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

Vérification à l'ELS :

Vérification la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4,62}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30(36 \times 4,62)}{7,5(4,62)^2}} - 1 \right] = 10,79 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[(d - y)^2] = \frac{100 \times 4,41^3}{3} + 15[7,93(36 - 10,79)^2] = 78456,84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5,93 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 2,93 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Vérification la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = 102,7 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Vérification de flèche:

Les règles (C.B.A93) stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{435} = 0,068 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}; \rightarrow \frac{3,39}{30 \times 27} = 0,0031 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{cv}$$

calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment fléchissant à l'intérieur de la poutre au niveau du palier et paillasse provoque un moment de la torsion au niveau de la poutre palière.

$$M_t = \frac{T_{max} \times b}{2} = \frac{31,99 \times 0,3}{2} = 4,79 \text{ KN.m}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$r_{uT} = \frac{M_t}{2b_0\Omega} \text{ avec :}$$

M_t :moment de torsion.

Ω :aire du contour à mi portée.

b_0 : épaisseur de la paroi considéré.

$$b_0 = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 25 \times 35 = 875 \text{ cm}^2$$

$$r_{uT} = \frac{M_t}{2b_0\Omega} = \frac{4,62 \cdot 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 0,528 \text{ MPa}$$

Selon le **BEAL 91 modifie 99** on doit avoir :

$$r_{uT}^2 + r_{u2}^2 \leq \bar{\mu} \rightarrow (0,528)^2 + (0,2962)^2 \leq (3,33)^2 \rightarrow 0,366 \leq 11,08 \dots \dots \dots \text{cv}$$

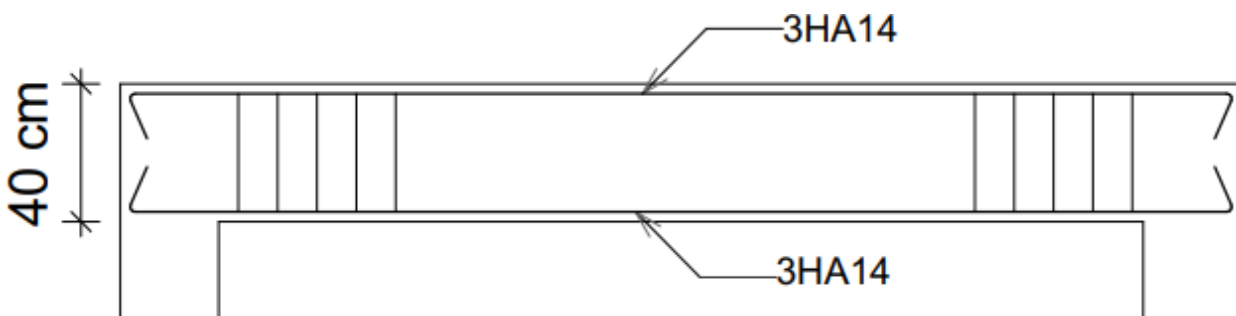
Calcul des armatures équilibrées à la torsion :

$$A_T = \frac{\mu M_t}{2\Omega\sigma_s} \text{ avec :}$$

$$\mu = [(b - b_0) + (h - h_0)] \times 2 = [(30 - 5) + (40 - 5)] \times 2 = (25 + 35) \times 2 = 120 \text{ cm}$$

$$A_T = \frac{\mu M_t}{2\Omega\sigma_s} = \frac{120 \cdot 10^{-3} \times 4,62 \cdot 10^{-3}}{2 \times 875 \cdot 10^{-4} \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Donc on adopté : $A_T = 2\emptyset 10 = 1,57 \text{ cm}^2$



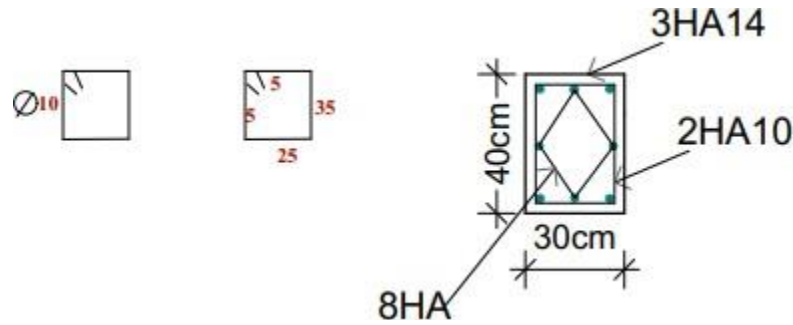


Fig 3.13: schéma ferrailage de Poutre palière.

5. balcons

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher. Il est réalisé en dalle pleine, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple . Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P(poids propre de garde-corps), et une charge d'exploitation Q

5.1 Epaisseur de balcon :

$$e = 12\text{cm}$$

$$L_x = 1,20 \text{ m}$$

$$L_y = 3,72 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{120}{372} = 0,322 < 0,4 \text{ la dalle travaille dans un seul sens.}$$

5.2 Charges et surcharges :

D'après la descente de charge :

$$G = 5,98\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3,50\text{KN/m}$$

✚ Calcul des sollicitations :

$$* q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,98 + 1,5 \times 3,5 = 13,33\text{KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 5,98 + 3,5 = 9,48\text{KN/m}^2$$

✚ Calcul le moment :

$$M_{0u} = \frac{q_u L_x^2}{8} = \frac{13,33 \times 1,20^2}{8} = 2,399 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s L_x^2}{8} = \frac{9,48 \times 1,20^2}{8} = 1,706 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,8 \times M_{0u} = 0,8 \times 2,399 = 1,919 \text{ KN.m}$$

$$M_x^g = 0,5 \times M_{0u} = 0,5 \times 2,399 = 1,199 \text{ KN.m}$$

5.3 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

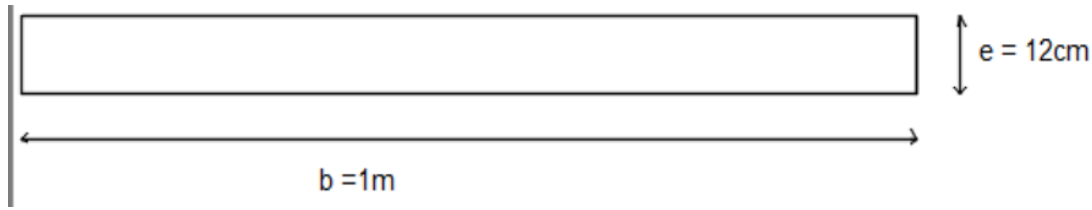


Fig 3.14 : Section de la dalle pleine a ferrillé.

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

Avec :

$b = 100\text{cm}$; $h = 12\text{cm}$; $d = 0,9h = 10,8\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,2\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c25} = 25\text{MPa}$
 $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

✚ En travée :

$$u_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,919 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,2} = 0,0115$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{1,919}{1,199} = 1,60$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 \times \gamma \times \theta + 49 f_{c28} \theta - 3050$$

$$\rightarrow u_{lu} = \frac{3440 \times \gamma \times \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050}{10^4} = 0,3679$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 u_{bu}}) = 0,607$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,607) = 0,0817\text{m}$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,919 \times 10^{-3}}{0,081 \times 348} = 0,6749\text{cm}^2$$

✚ En appuis :

$$u_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,199 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,2} = 0,00723$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{1,919}{1,199} = 1,60$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 \times \gamma \times \theta + 49 f_{c28} \theta - 3050$$

$$\rightarrow u_{lu} = \frac{3440 \times \gamma \times \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050}{10^4} = 0,3679$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 u_{bu}}) = 0,227$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,607) = 0,0981m$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,199 \times 10^{-3}}{0,0817 \times 348} = 0,421cm^2$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,23 \frac{100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30cm^2$$

✚ Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 cm^2$$

Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 cm^2$

Matériaux	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Le choix	$A_{réel}$ (cm ²)	A_r (cm ²)	A_r (cm ²)
Travée	0,6749cm ²	1,30	4HA10	0,6749	0,78	4 HA 08
Appui	0,421	1,30	4HA8	0,6749	0,78	4 HA 08

Tableau 3.5 :Résultats de calcul ferrailage

✚ **Espacement: CBA 93 (article A.7.2.4.2)**

$$S_t \leq \min(3e ; 33cm) = \min(3 \times 12 = 36cm ; 33cm) S_t \leq 33cm$$

On opte pour : $S_t = 25cm$

✚ **Vérification des diamètres des barres :**

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1,2cm; \text{ soit : } \phi_x \leq \mathbf{12mm}$$

$$\phi_{xmax} = 10mm < 12mm$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

✚ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15MP$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 7,93}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(10,8 \times 3,14)}{7,5(3,14)^2}} - 1 \right] = 2,753 cm$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[(d - y)^2] = \frac{100 \times 2,753^3}{3} + 15[7,93(10,8 - 2,753)^2] = 3745,423cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1,706}{3745,423} 2,753 Mpa \rightarrow$$

$$\sigma_{bc} = 1,25 Mpa < \sigma_{bc} = 15 Mpa \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✚ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \geq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{1,706 \times 15}{3745,423} (0,108 - 0,02753)$$

$$= 54,97 Mpa < \sigma_s = 400 Mpa \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

✚ Il doit vérifier que : $r_u \leq \bar{r}_u$

$$r_u = \min \left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 Mpa \right) = 3,33 Mpa \dots \dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\text{Donc : } r_u = 0,253 Mpa < \bar{r}_u = 3,33 Mpa \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_u = \frac{q_{ul} x^2}{2} = \frac{13,33 \times 1,20^2}{2} = 9,597 Mpa$$

$$r_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9,597 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,088 Mpa < \bar{r}_u = 3,33 Mpa \text{ Condition vérifiée}$$

$$u = 0,0836 Mpa < 0,07 \gamma_b \times f_{c28} = 1,166 Mpa \dots \dots \text{vérifie (les armatures transversales)}$$

✚ Les règles (C.B.A93) stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres

remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{0,12}{1,20} = 0,1 \geq 0,062 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}; \rightarrow \frac{3,14}{1 \times 0,108} = 0,00290 \leq 0,0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier de la flèche

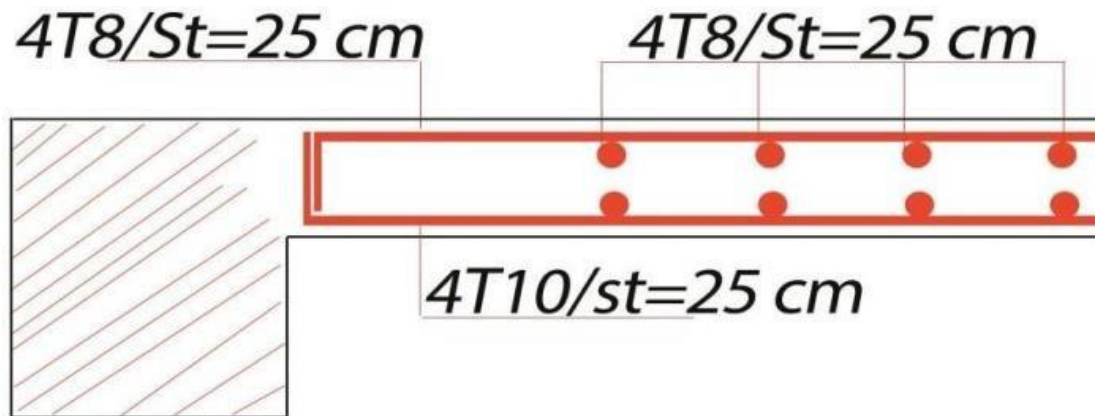
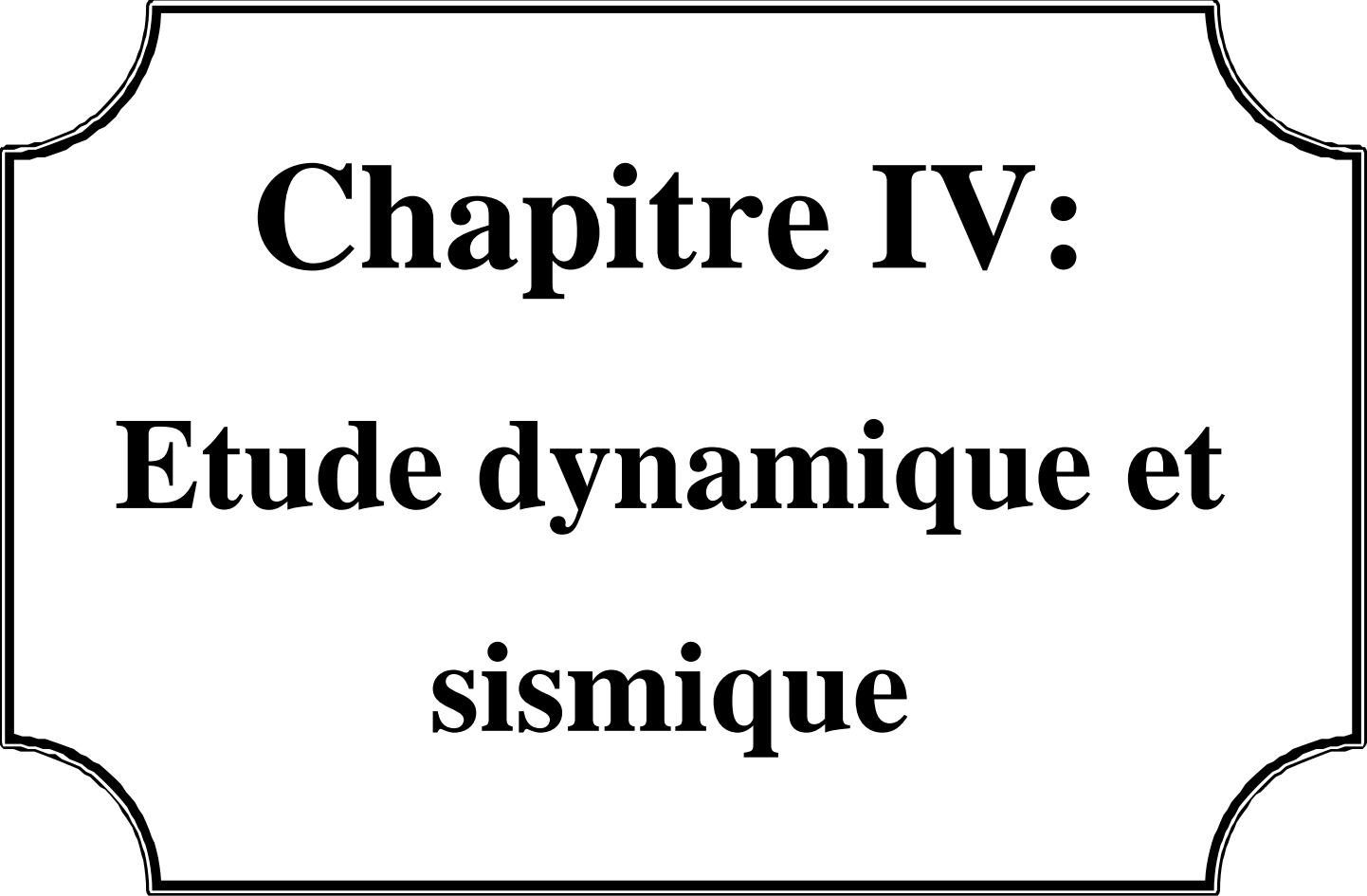


Fig 3.15: schéma ferrailage les balcons.



Chapitre IV:
Etude dynamique et
sismique

1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches il résulte de l'interaction des mouvements relatifs des différentes parties de la croûte 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 :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

3. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres - poteaux) ont été modélisés par des de elements finis type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

4. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G + Q$
- ELA : $G + Q + 1,2E$
- ELA : $G + Q + E$
- ELA : $0,8G \pm E$

5. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa, groupe d'usage 02.

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites à la condition de régularité en plan (forme irrégulière). A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, car cette méthode est utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures ROBOT millenium.

5.1 Méthode dynamique modale spectrale :** Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des

effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

Choix du type de contreventement :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte, le contreventement assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Modélisation :

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Le modèle adopté comporte dix niveaux, avec un encastrement à la base. Après une simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 Version 2003.

Spectre de réponse de calcul : RPA99/V2003 (art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$1,25 \times A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \times \eta \times \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right]$$

Avec:

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- T_1, T_2 : Périodes de caractéristiques associées à la catégorie de site. (Tableau 4.7).

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

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment, d'après le tableau 4.1 corrigé page 116 de **RPA99v2003**.

Groupe d'usage 2

Dans notre cas on a $\longrightarrow A = 0,15$

Zone sismique : IIa

➤ **Coefficient de comportement de la structure : "R"** RPA99/V2003 (tableau 4.3) Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

➤ **Facteur de qualité : "Q"** RPA99/V2003 (page 38 et tableau 4.4)

Vu que notre structure est importante, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlé, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

$$Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 1,10 = 1,10$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement :**

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

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

ξ (%) : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de l'importance des remplissages tableau 4.2 page 38 de RPA99v2003.

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (RPA99V2003 tableau 4.2 page 38).

Construction béton armé portique $\rightarrow \xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0,882 \geq 0,7$$

n i o t a r l é é c c A

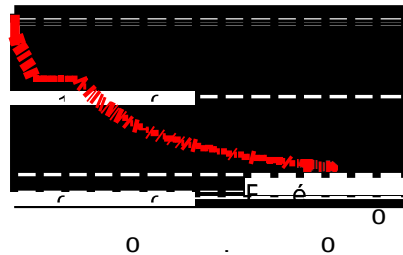


Fig 4.1: Forme du spectre de réponse élastique normalisé

➤ Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : T_1, T_2

RPA99/V2003 (tableau 4.7) : S3 (site meuble) → $T_1 = 0,15, T_2 = 0,50s$

A	R	ξ	T_1	T_2	Q
0,15	5	7	0,15	0,50	1,15

Tableau.4.1 : Résultats des paramètres de la méthode.

6. Calcul de la force sismique totale :

D’après RPA99V2003 Article 4.2.3 page 37, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement sans deux directions orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w \text{ (Formule de RPA99v2003 4.1)}$$

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

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8V/V_t$.

Avec :

- Coefficient d’accélération de zone (A).
- Facteur d’amplification dynamique moyen (D).
- Facteur de qualité des structures (Q).

- Coefficient de comportement de la structure (R).
- Poids total de la structure(W).

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Fonction de catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) page **45 de RPA99v2003**.

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après **l'article 4.2.3**) de l'**RPA99VERSION2003** avec :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}(3,0/T)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3,0 \text{ sec.} \end{cases}$$

On a :

$$\eta = 0,882.$$

$$T_2 = 0,50 \text{ sec}$$



Période fondamentale de la structure T :

Si :	La période choisie pour le calcul de la facture D est :
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3 T_{empirique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

Tableau 4.2: la période utilisé pour le calcul de D.

- a. La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- b. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots \dots \dots (4-6)$$

$$T = 1,3 \times \text{Min} (C_T \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{D})$$

$$T = 0,09 \sqrt[3]{h_N / \sqrt{D}} \dots \dots \dots (4.7)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : $h_N = 25,84$ m.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA99VERSION2003**, tableau 4-6 page 45.

Dans notre structure : $C_T = 0,050$.

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

$$D_x = 23,05\text{m}$$

Donc on a $D_y = 19,46\text{m}$

$$h_N = 25,84\text{m}$$

$$C_T = 0,05$$

- $T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (25,84)^{0,75} = 0,96 \text{ sec.}$
- Sens (X) : $D_x = 23,05\text{m} \longrightarrow T_x = 0,09 \times h_N / \sqrt{D} = 0,09 \times 25,84 / \sqrt{23,05} = 0,48\text{sec.}$
- Sens (Y) : $D_y = 19,46 \text{ m} \longrightarrow T_y = 0,09 \times h_N / \sqrt{D} = 0,09 \times 25,8 / \sqrt{19,46} = 0,52\text{sec.}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$T_{sx} = 1,3 \times \min(T=0,96 ; T_x= 0,48) = 1,3 \times 0,48 = \mathbf{0,62\text{sec.}}$$

$$T_{sy} = 1,3 \times \min(T=0,96 ; T_x= 0,52) = 1,3 \times 0,52 = \mathbf{0,67\text{sec.}}$$

➤ **Modes de vibration et taux de participation des masses :**

D'après RPA99/V2003 (art 4.3.4) le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Les résultats obtenus pour les 10 modes de vibration sont illustrés dans le tableau ci-après.

Cas/mode	Période[sec]	Masses cumulées UX[%]	Masses cumulées UY[%]	Masses modale UX[%]	Masses modale UY[%]	Tot.mas.UX, [KG]	Tot.mas.,UY [KG]
5/1	0,61	0,17	0	0,17	0	3323408,42	3323408,43
5/2	0,53	71,52	0,01	71,35	0,01	3323408,42	3323408,43
5/3	0,52	71,53	69,95	0,01	69,94	3323408,42	3323408,43
5/4	0,17	71,54	69,95	0	0	3323408,42	3323408,43
5/5	0,13	88,65	96,95	17,11	0	3323408,42	3323408,43
5/6	0,13	88,65	88,48	0	18,53	3323408,42	3323408,43

5/7	0,08	88,65	88,5	0	0,02	3323408,42	3323408,43
5/8	0,08	88,65	88,52	0	0,02	3323408,42	3323408,43
5/9	0,08	88,65	88,52	0	0	3323408,42	3323408,43
5/10	0,07	88,65	88,52	0	0	3323408,42	3323408,43

Tableau 4.3: Période et facteurs de participation modale de la structure.
(Résultats Robot 2014).

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on a :

La participation modale de la première mode suivant la direction Y est prépondérante ($U_y = 69.94\%$).Ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction X ($U_x = 71.35\%$).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculé par les formule empirique du **RPA99V2003** majeure de 30%.

Selon X : $T_x=0,53\text{sec} < T_{sx} = 0,62 \text{ sec}$ vérifier donc on pendre $T = 1,3T_{empirique} = 0,58 \text{ sec}$.

Selon Y : $T_y=0,61 \text{ sec} < T_{sy} = 0,67 \text{ sec}$ vérifier donc on pendre $T = 1,3T_{empirique} = 0,70 \text{ sec}$.

La structure est souple.

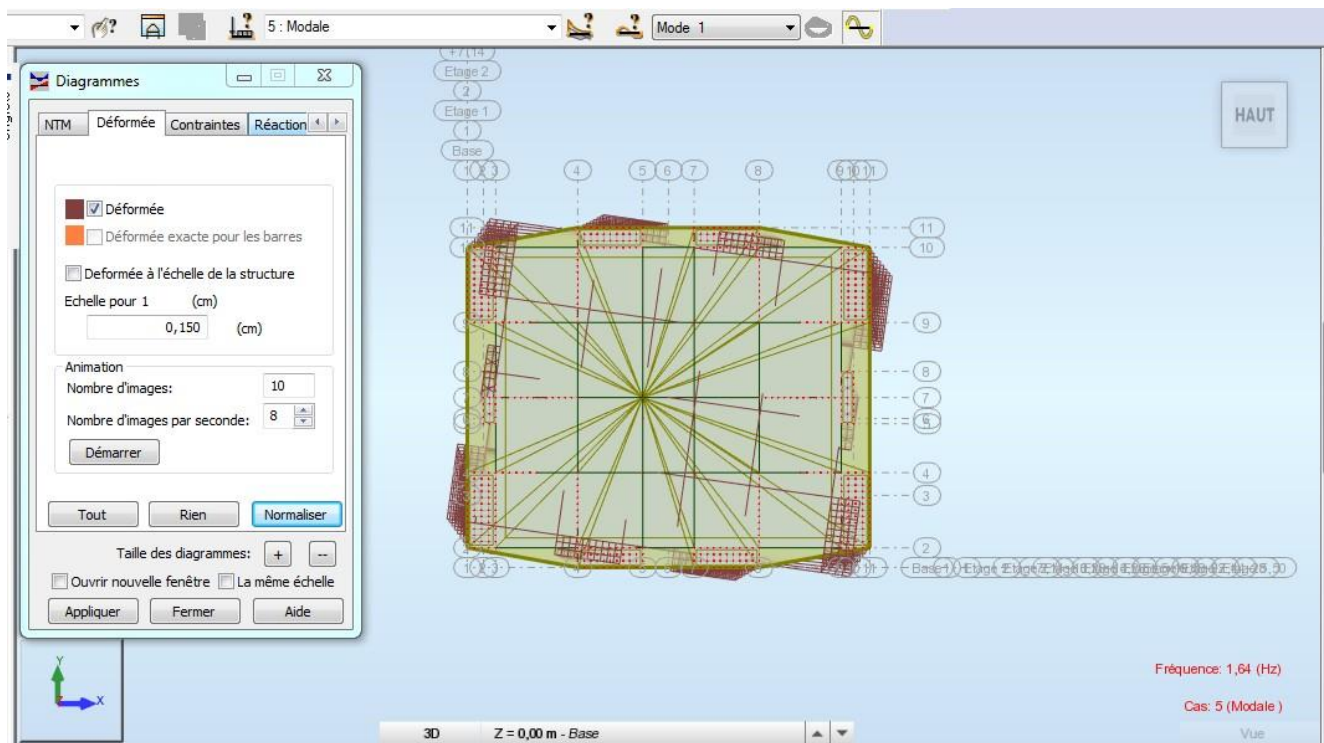


Fig 4.2: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).

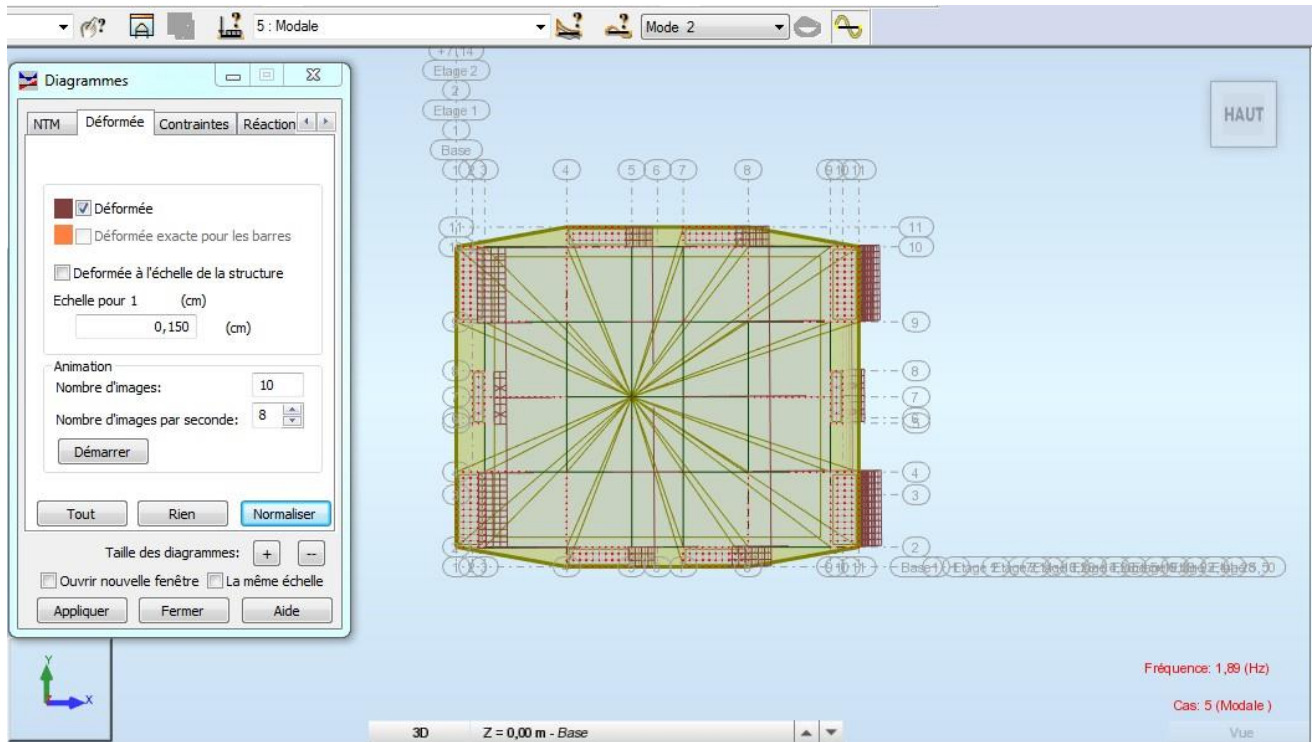


Fig 4.3: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).

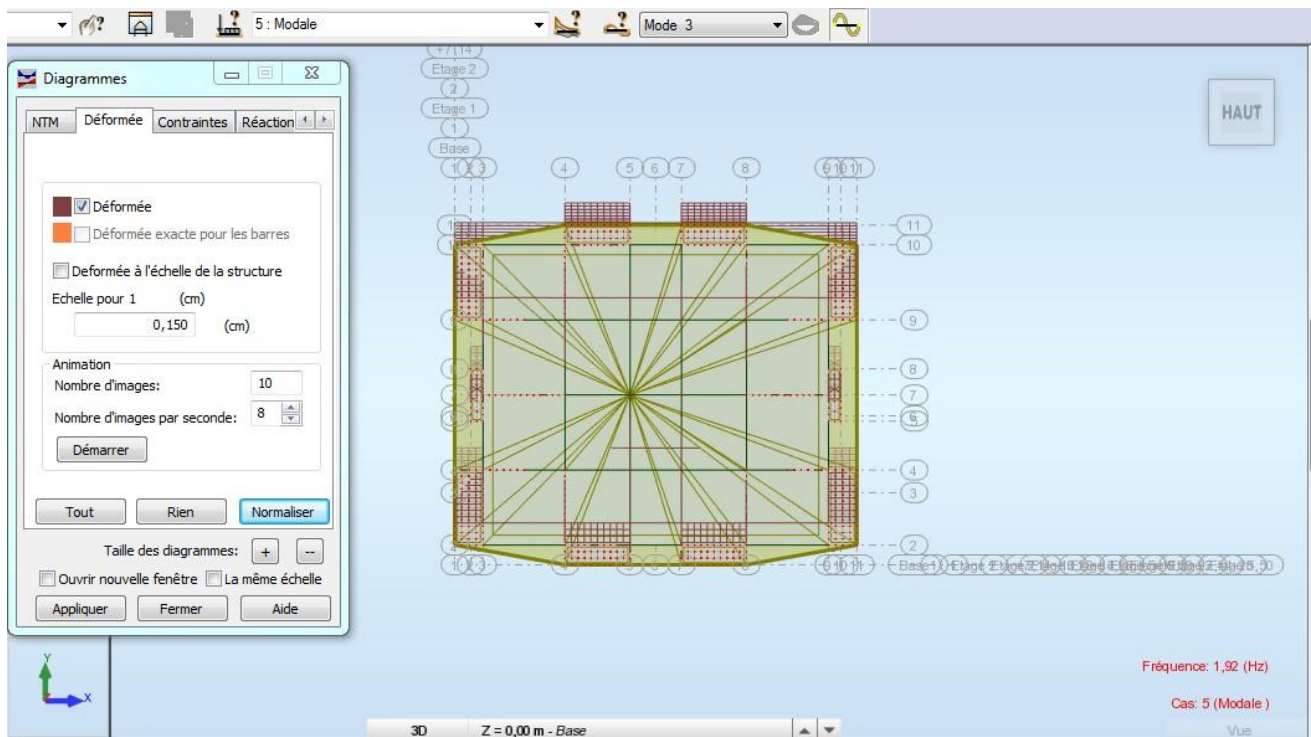


Fig 4.4 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des 1ères vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si ($V_t < 0,8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

➤ **Calcul de l'effort sismique par la méthode statique équivalente :**

D'après le RPA99/V2003 (art 4.2.3), la force sismique totale V_t appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales

orthogonales selon la formule : $V=(A \times D \times Q)/R \times W$

Facteur d'amplification dynamique moyen : D

Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ξ .

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \dots \dots \dots T \geq 3,0s \end{cases}$$

$0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow D = 2,5\eta$

$T_2 \leq T_y \leq 3,0s \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$T_x = 0,53 s \rightarrow D = 2,120$

$T_y = 0,61s \rightarrow D = 1,920$

A	D		Q	R	W (KN)
0,15	Dx	Dy	1,15	5	33234,08
	2,120	1,920			

Tableau 4.4: paramètre de méthode statique équivalente.

$$\text{Sens(X)} : V_{stx} = (0,15 \times 2,120 \times 1,15) / 5.33234,08 = 2430,74 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(Y)} : V_{sty} = (0,15 \times 1,920 \times 1,15) / 5 \times 33234,08 = 2201,42 \text{ KN}$$

$$\text{Sens (X)} : 0,8V_{stx} = 0,8 \times 2430,74 = 1944,592 \text{ KN}$$

$$\text{Sens (Y)} : 0,8V_{sty} = 0,8 \times 2201,42 = 441,001 \text{ KN}$$

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

Force sismiques	V statique (KN)	0,8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens X-X	2430,74	1944,592	871,66	Vérifié
Sens Y-Y	2201,42	441,001	655,01	Vérifié

Tableau 4.5: Vérification de la résultante sismique.

7. Centre de masse et Centre de torsion :

A) Centre de masse :

✓ Définition :

Le centre de masse d'un niveau considéré est définie mathématiquement par le barycentre des masse, il est défini aussi physiquement comme étant le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs. Son coordonnées sont données par rapport à un repère (xoy) à un niveau global de la structure par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i M_x}{\sum M_i}; Y_G = \frac{\sum M_i M_y}{\sum M_i}$$

X_G : abscisse du centre des masses d'un niveau j par rapport à (o) ;

Y_G : ordonnée du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o ;

x_i : abscisse du centre géomètre de la masse M_i par rapport à o ;

y_i : ordonnée du centre géomètre de la masse M_i par rapport à o ;

M_i : la masse N° i pris en considération.

B) Centre de torsion :

✓ Calcul de la rigidité :

Soit C le centre de torsion :

$$X_c = \frac{\sum R_j^l x_i}{\sum R_j^l}; Y_c = \frac{\sum R_j^l y_i}{\sum R_j^l}$$

$$R_j^l = \sum \frac{12EI_x}{R_j^3}; R_j^t = \sum \frac{12EI_y}{h_j^3}$$

$R^{x,y}$: La rigidité relative de niveau « j ».

$I_{x,y}$: L'inertie de la section de l'élément suivant le sens considéré.

h_e : La hauteur d'étage.

E : Module de Young longitudinal du béton armé, $E = 32\,164,20 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$

Calcul du centre de masse du bâtiment :

Niveaux	Xi	Yi	Zi
RDC	9.17	5.16	2.25
Etage1	9.18	5.32	5.64
Etage2	9.18	5.32	8.87
Etage3	9.18	5.32	12.10
Etage4	9.18	5.32	15.33
Etage5	9.18	5.32	18.56
Etage 6	9.18	5.32	21.85
Etage 7	9,18	5,53	24,40

Tableau 4.6 :Centre de masse de chaque niveau.

C) Calcul du centre de torsion du bâtiment :

Niveaux	Xi	Yi	Zi
RDC	4.43	9.20	2.25
Etage1	4.45	9.20	5.64
Etage2	4.45	9.20	8.87
Etage3	4.45	9.20	12.23
Etage4	4.45	9.20	15.33
Etage5	4.45	9.20	18.56
Etage 6	4.45	9.20	21.85
Etage 7	4.67	9.20	25.08

Tableau 4.7 :Centre de torsion de chaque niveau.

8. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_k = R\delta_{ek} \text{ (art 4.4.3)}$$

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

R : Coefficient de comportement. ($R = 5$)

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k \leq 1\%h_e$

h_e : Hauteur de l'étage.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
Max	4,425	4,345	0.721	0.003	0.003	0.001
Nœud	11865	13528	828	538	5336	9860
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Min	-4,42	-4,31	-0.452	-0.818	-0.003	-0,003
Nœud	11821	13591	833	10018	5249	9960
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)


Tableau 4.8 : correspond à la combinaison des charges (G+Q+VX).

D'après les résultats ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs maximums des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{kmax} = 1,9 < 0,01h_e = 3,23 \text{ cm}$$

9. Conclusion :

L'étude dynamique c'est l'étude le plus important dans la conception des structures car il s'impose pour définir le comportement de la structure dans le cas du séisme, cette étude nous amènes à limiter les dégâts des éléments structuraux selon **les règles parasismique algériennes RPA 99/ version 2003**, la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous les types de structure, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes, notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique



Chapitre IV:
Ferraillage des
éléments résistants

1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS9.7**. Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
2. Traction simple.
3. Flexion simple.
4. Flexion composée.

- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composé

2. ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux, les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL.91 modifié 99, C.B.A.93 et les règle parasismiques algériennes RPA99/VERSION 2003.

➤ **Combinaison de ferrailage de poutre :**

 **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation : $G+Q$Selon BAEL93

 **Etat limite accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales.

La combinaison de charges est donnée par la relation :

$G+Q$ E..... selon RPA2003

$0.8G$ E selon RPA2003

➤ **L'étude des poutres principales :**

On va prendre les moments max de la structure pour chaque combinaison et on calcule le ferrailage des poutres.

• **Armatures longitudinales (RPA99V2003) :**

- ◆ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- ◆ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ◆ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40∅ : En zone I et IIa.
 - 50∅ : En zone IIb et III.
- ◆ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux derive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

• **Armatures transversales :**

- ◆ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.S.b$
- ◆ L'espacement maximum entre les armatures comprimées sont nécessaires est :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\emptyset)$$

- ◆ En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2$.
- ◆ Les 1^{ère} armatures transversales doivent être disposées a (5cm) au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

• **Vérification de la contrainte tangente :**

Les règles CBA considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale comme étant :

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

τ_u : doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa. (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ M}$$

V_u : effort tranchant à l'ELU.

b : largeur de la poutre ou le poteau.

d : hauteur utile.

• **Vérification de la flèche :**

D'après CBA 93, on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

h, b_0, d : les dimensions de la poutre.

A_s : section d'armature.

M_t : moment maximal en travée.

M_0 : moment isostatique.

• **Caractéristique des matériaux :**

Le tableau suivant récapitule les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurité correspondants :

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bc}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation Normale	1,5	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

Tableau 5.1: Caractéristique des matériaux.

2.1 Ferrailage de la poutre principale (30*40) cm² :

➤ **Ferrailage longitudinal :**

On: $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

a. Combinaison des charges :

Combinaison	$M_{t \text{ max}}(\text{KN.m})$	$M_{a \text{ max}}(\text{KN.m})$	$T_{\text{ max}}(\text{KN})$
ELU	31,60	-71,82	60,42
ELS	22,92	-52,12	/
ACC	19,38	-90,10	

Tableau 5.2: Combinaison de calcul de la poutre principale.

b. E.L.U :

✚ En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{31,60 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,057 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}) = 0,097$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,097) = 0,346 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{31,60 \times 10^{-3}}{0,346 \times 348} = 2,62 \text{ cm}^2$$

✚ En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{71,82 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,130$$

$$\mu = 0,130 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,130 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,130}) = 0,174$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,174) = 0,334 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{71,82 \times 10^{-3}}{0,334 \times 348} = 6,18$$

c. ACC :

✚ En travée :

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} \\ &= \frac{19,38 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} \\ &= 0,0270 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ &= 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}) = 0,034 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,034) \\ &= 0,355 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\mu = 0,027 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.} \quad A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{19,38 \times 10^{-3}}{0,335 \times 400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,027 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

✚ En appuis

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{90,10 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} = 0,026$$

$\mu = 0,026 < 0,186 \longrightarrow$ Pivot A.

$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0,032$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,032) = 0,334 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{90,10 \times 10^{-3}}{0,335 \times 400} = 6,74 \text{ cm}^2$$

Finalement : $A_{st} = \max(2,62; 1,44) = 2,62 \text{ cm}^2$

On adopte en travée : **6HA14 = 9,23 cm²**

$A_{sapp} : \max(6,18; 6,74) = 6,74 \text{ cm}^2$

On adopté en appui : **8HA14= 12,31 cm²**

➤ **Condition de non fragilité :**

la section minimal: $A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$

➤ **Condition du RPA 99/version 2003 :**

$$A_{sminRPA} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Section (cm ²)	Travée	Ascalulé	Asmin	Asmin	Asadopté	Appuis	Ascalulé	Asmin	Asmin	Asadopté
		(cm ²)	RPA (cm ²)	Beal (cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	RPA (cm ²)	Beal (cm ²)	(cm ²)
30×40		2,62	6	1,3	2,62		9,46	6	6,74	6,74

Tableau 5.3 : les armatures adoptées.

On adopte en travée : **6HA14 = 9,23 cm²**

On adopté en appui : **8HA14= 12,31 cm²**

Donc on choisit : **6HA14+8HA14 = 21,54cm².**

➤ Vérification à ELS :

✚ En travée :

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + (dA_s + dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \frac{(A_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{9,23}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(36 \times 9,23)}{7,5(9,23)^2}} - 1 \right] = 14,18 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s(y - \hat{d})^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 14,18^3}{3} + 15[9,23(36 - 14,18)^2] = 94429,82 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = \frac{22,92 \cdot 10^{-3} \times 14,18 \cdot 10^{-2}}{94429,82 \cdot 10^{-8}} = 3,44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{52,12 \cdot 10^{-3}}{94429,82 \cdot 10^{-8}} (0,36 - 0,1418) = 180,65 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable : } \bar{\sigma} \leq f_e = 400 \text{ MPa } \sigma_s$$

$$= 180,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{60,42 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisibles } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le pourcentage maximal des aciers:

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{\max}$	$A_s < A_{\max}$
$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
$A_s = 9,23 \text{ cm} < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$	$A_s = 9,23 \text{ cm} < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$

Tableau 5.4: pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en travée.

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{\max}$	$A_s < A_{\max}$
$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
$A_s = 12,31 \text{ cm} < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$	$A_s = 12,31 \text{ cm} < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$

Tableau 5.5 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq m(1,14; 1,40; 3,0)$$

$$= 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

on prend: $\phi_t = \phi_8 \rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

✚ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le BAEL91 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule

Suivant : $\leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 36 ; 40\text{cm})$

$$S_t \leq \min(32,4 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 32,4\text{cm}$$

On adopte: **$S_t = 25 \text{ cm}$**

✚ **Espacement exigé par leRPA 99/version 2003 :**

☒ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min(10; 16,8; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

☒ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

• Longueur de recouvrement :

$$L = 40\phi \rightarrow L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

• Longueur de la zone nodale :

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

• La section minimal des aciers transversaux est :

☒ En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \rightarrow 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ dans les deux zones.

V- 1.5.7 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{485} = 0,082 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{\epsilon} \rightarrow \frac{9,26}{30 \times 36} = 0,0085 > \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{0,75 M_0}{10 M_0} \rightarrow \frac{30 \times 36}{485} = 0,082 > \frac{0,75}{10} = 0,075$$

2.2 Ferrailage de la poutre secondaire (30*35) cm² :

Avec les mêmes étapes des calculs pour les poutres principales on faites pour les poutres secondaires.

• ferrailage longitudinal :

On: $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

a. Combinaison des charges :

Combinaison	$M_{t \max}(\text{KN.m})$	$M_a \max(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
ELU	3,82	-8,03	10,48
ELS	2,82	-5,94	/
ACC	4,05	-35,20	

Tableau 5.6: Combinaison de calcul de la poutre secondaire.

d. E.L.U :

✚ En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,82 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,2} = 0,0038$$

$$\mu = 0,0068 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,0038 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0038}) = 0,0038$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,0038) = 0,314 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_t}{Z \times \sigma} = \frac{3,82 \times 10^{-3}}{0,341 \times 348} = 2,91 \text{ cm}^2$$

✚ En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,03 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,2} = 0,0150$$

$$\mu = 0,0150 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,0150 < \mu = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0150}) = 0,0188$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,0188) = 0,134 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{z \times \sigma} = \frac{8,03 \times 10^{-3}}{0,134 \times 348} = 1,72 \text{ cm}^2$$

e. ACC :

✚ En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,05 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,2} = 0,0073$$

$$\mu = 0,0073 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,0073 < \mu = 0,392 \rightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0073}) = 0,0091$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,0091) = 0,313 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma} = \frac{4,05 \times 10^{-3}}{0,313 \times 400} = 3,23 \text{ cm}^2$$

✚ En appuis

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{35,20 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,2} = 0,083$$

$$\mu = 0,083 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,083 < \mu = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083}) = 0,108$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,108) = 0,301 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma} = \frac{35,20 \times 10^{-3}}{0,315 \times 400} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Finalement : $A_{st} = \max(2,91; 3,32) = 3,32 \text{ cm}^2$

On adopte en travée : **4HA12 = 6,78 cm²**

A_{sapp} : $\max(3,72; 3,80) = 3,80 \text{ cm}^2$

On adopté en appui : **4HA12= 6,78 cm²**

- **Condition de non fragilité :**

la section minimal: $A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$

- **Condition du RPA 99/version 2003 :**

$$A_{sminRPA} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$$

Section (cm ²)	Travée	A _{scalulé}	A _{smin}	A _{smin}	A _{sadopté}	Appuis	A _{scalulé}	A _{smin}	A _{smin}	A _{sadopté} (cm ²)
		(cm ²)	RPA (cm ²)	Beal (cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm ²)	RPA (cm ²)	Beal (cm ²)
40×35		2,80	7	1,14	3,32		3,80	7	1,14	3,80
40×30		2,80	6	1,14			3,80	6	1,14	3,80

Tableau 5.7: les armatures adoptées.

On adopte en travée : **6HA14= 9,24 cm²**

On adopté en appui : **6HA12= 9,24 cm²**

Donc on choisit : **6HA14+6HA12 = 18,48 cm²**.

• Vérification à ELS :

✚ En travée :

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + (dA_s + dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \frac{(A_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{6,78}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(31,5 \times 6,78)}{7,5(6,78)^2}} - 1 \right]$$

$$= 11,61 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s(y - \hat{d})^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 11,61}{3} + 15[6,78(31,5 - 11,61)^2]$$

$$= 40349,85 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = \frac{2,82 \cdot 10^{-3} \times 11,61 \cdot 10^{-2}}{40349,85 \cdot 10^{-8}} = 8,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{2,82 \cdot 10^{-3}}{40349,85 \cdot 10^{-8}} (0,315 - 0,1161) = 200,85 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable : } \bar{\sigma} \leq f_e = 400 \text{ MPa } \sigma_s$$

$$= 200,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V- 1.5.5 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{10,48 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,110 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,110 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Le pourcentage maximal des aciers:

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{\max}$	$A_s < A_{\max}$
$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 40 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 40 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
$A_s = 6,78 \text{ cm} < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$	$A_s = 6,78 \text{ cm} < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \text{CV}$

Tableau 5.8 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en travée.

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{\max}$	$A_s < A_{\max}$
$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 40 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 40 \times 35 = 42$
$A_s = 6,78 \text{ cm} < A_{\max} = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$	$\text{cm}^2 A_s = 6,78 \text{ cm} < A_{\max} = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$

Tableau 5.9 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis.

V- 1.5.6 Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq m(1,14; 1,40; 3,0)$$

$$= 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

on prend: $\phi_t = \phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

✚ Espacement des armatures transversales :

D'après le BAEL91 :

L'espacement minimal des cadres est donné par

la formule

Suivant : $\leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 36; 40 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min(32,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 32,4 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 25 \text{ cm}$

✚ **Espacement exigé par le RPA 99/version 2003 :**

☒ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min(8,75; 16,8; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

☒ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\phi \rightarrow L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

• **Longueur de la zone nodale :**

$$L = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

• **La section minimal des aciers transversaux est :**

☒ **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \rightarrow 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{dans les deux zones.}$

V- 1.5.7 Vérification de la flèche :

$$\text{✚ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{485} = 0,072 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\text{✚ } \frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{100} \rightarrow \frac{9,26}{485} = 0,019 > \frac{4,2}{100} = 0,042$$

$$\text{✚ } \frac{h}{L} \geq \frac{0,75 M_0}{10 M_0} \rightarrow \frac{30 \times 36}{485} = 0,22 > \frac{0,75}{10} = 0,075$$

V- 1.8 Schéma de ferrailage des poutres:

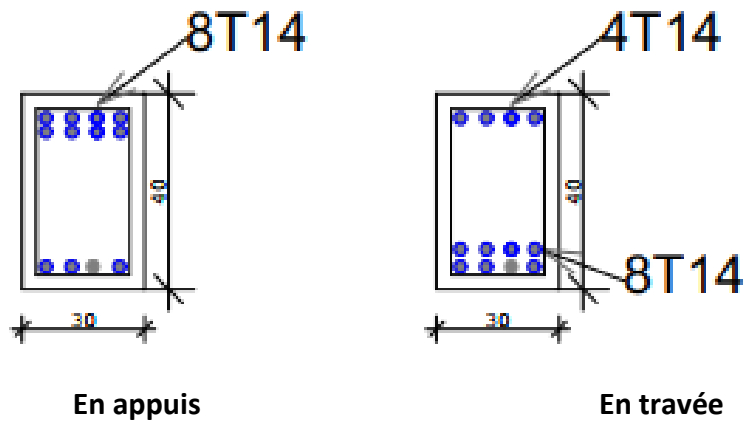


Fig 5.1 : Ferrailage de la poutre principale (30x40).

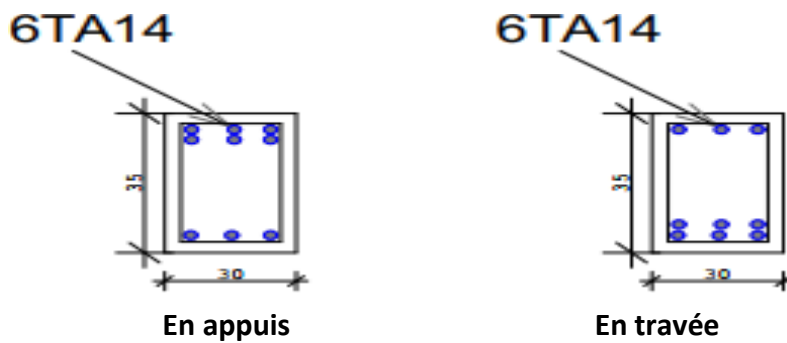


Fig 5.2 : Ferrailage de la poutre secondaire (30x35).

3.Ferrailage des poteaux:

3.1 Introduction:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion« M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations préjudiciable.

- Selon BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

$$G \pm Q E$$

$$0,8G \pm E$$

G : charges permanentes

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Q : charges d'exploitation non pondérées

$$N_{max} \rightarrow M \text{ correspondant. } (1,35G + 1,5Q).$$

$$M_{max} \rightarrow N \text{ correspondant. } (G \pm Q E).$$

$$N_{min} \rightarrow M \text{ correspondant. } (0,8G \pm E).$$

➤ **Recommandation du RPA99 VERSION 2003 [Article 7.4.2.1] :**

✚ Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0,8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courant).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- $\emptyset_{min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de Poteau ne doit pas dépasser 25 cm (en Zone IIa).

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

La zone nodale est définie

par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h = \max\left(\frac{h_e'}{6}, b_1, h, 60 \text{ cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de Poteau.

h_e : hauteur d'étage.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99 version 2003** sont apportées dans le tableau :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{Smin} RPA (cm ²)	A _{Smax} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1ère Étages	40×35	8,4	42	63

Tableau 5.10: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Les armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

- Dans la zone nodale : t ≤ min (10∅_l, 15cm) → En zone IIa.
- Dans la zone courante : t ≤ 15∅_l → En zone IIa.

Ou : ∅_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

- A_t^{min} = 0,3%(t . b₁) λ_g ≥ 5
- A_t^{min} = 0,8%(t . b₁) λ_g ≥ 5

Si : 3 < λ_g < 5 interpolé entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau. $\lambda_g = \frac{l_f}{a} - \frac{l_f}{b}$

Avec a et b dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets 135° ayant une longueur droite de $10\varnothing_t$ minimum.
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- ✓ **1^{re} Méthodes :**
 - **BAEL 91 modifié 99 :**

Les sections soumises à un effort de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$, avec :

e_1 : Excentricité dite de premier order

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm, \frac{L}{250} \right\}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second order.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha\varnothing)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_s} \right)$$

\varnothing = généralement égale à 2.

L_f = longueur de flambement $L_f = 0,7 \times L_0$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$.

$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$.

$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$.

✚ Une section soumise à la flexion composée peut être :

Section partiellement Comprimée (SPC)	Section partiellement Comprimée (SEC)	Section partiellement Tendue (SET)
-Effort normal étant un effort de compression ; le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section . Effort normal étant de compression, le centre de Pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$	-Si la centre de pression est à l' intérieur du noyau central ($e < h/6$) de la section totale Rendue homogène.	-Si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux

Tableau 5.11:la flexion composée.

3.1 L'étude des poteaux 40× 40cm²:

✚ Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

	combinaison	0.8G+E	ELU	G+Q+E
RDC+1 ^{ère}6 ^{ème} Etages	<i>N(KN)</i>	-113,49	-176,38	-153,53
	<i>My(KNm)</i>	-39,82	31,16	-44,51
	<i>Mz(KNm)</i>	61,65	52,80	73,76
	<i>V(KN)</i>	35,53		

Tableau 5.12: Sollicitations dans les poteaux suivant la combinaison plus sollicitée

✚ Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisons sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$r \leq \bar{r} = \rho_d f_{c28}$$

r : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique. $r = V/bd$

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

$$\rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élanement géométrique du Poteau.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) \quad (\text{art7.4.2.2})$$

a , b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau $.l_f = 0,7l_0$

Niveaux	Poteau	V (KN)	τ (Mpa)	λg	ρd	τ_{adm} (Mpa)	Condition
RDC+1ère Etages	(40x40)	35,53	0,24	5,65	0,075	1,875	V

Tableau 5.13 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentés.

➤ **Ferrillage des poteaux (calcul manuel) $40 \times 40 \text{ cm}^2$:**

$h = 40\text{cm}$; $b=40\text{cm}$; $d=0.9h \times 40=36 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

L'enrobage c :

$$c \geq c_0 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset \geq \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm} \text{ et } c_0 \geq 1\text{cm}$$

On prend : $\emptyset = 4\text{cm}$ et $c_0 = 1\text{cm}$

$$c \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \text{ cm} \rightarrow c = 3\text{cm}$$

□ Excentricité e :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{31,16}{176,38} = 0,176 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} \quad \text{BA(art A4. 3. 5)}$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{323}{250} = 1,292 \right) \rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \emptyset) \quad \text{BA(art A4. 3. 5)}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times S} \right) \rightarrow \alpha = 0,882$$

\emptyset =généralement égale à 2.

L_f =longueur de flambement $L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,23 = 2,261 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \emptyset) \rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,261^2}{10^4 \times 0,40} \times (2 + 0,882 \times 2) = 0,014 \text{ m}$$

$$e_1 + e_a + e_2 = 0,176 + 0,02 + 0,014 = 0,21\text{m}$$

$$h = 0,40$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,40}{2} - 0,03 = 0,197 < e_0 = 0,21 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_0 + \frac{h}{2} + c = (0,21 + 0,20 + 0,03) = 0,44 \text{ m}$$

✚ **Moment fictive M_{uf}:**

$$M_{\text{ufictif}} = Nu \times e = 176,38 \times 0,44 = 77,60 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{d-c}{h} - M_{\text{uf}} \right) = 176,38 \times \left(\frac{0,36 - 0,03}{0,40} - 26,6 \right) = 19,39 \text{ KN.m}$$

$$\left(0,33\% - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) \times b \times h < \bar{\sigma}_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,03}{0,40} \right) \times 0,40 \times 0,40 \times 14,2$$

$$= 251,05$$

$$Nu(d - c) - M_{\text{uf}} < \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) \times b \times h^2 \times \sigma_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Donc : Le centre de pression se trouve en dehors de la section donc elle est partiellement

Comprimée (S.P.C), le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

✚ **Ferrailage longitudinal:**

On calcule les armatures d' une section soumise à la flexion simple sous M_{ufictif}

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{77,60 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,36^2 \times 18,48} = 0,081$$

$$\mu = 0,081 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,081 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A's' = 0.$$

La section est simple armature, les armature de compression

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,081}) = 0,105$$

$$A_{\text{cfictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,105 \times 0,4 \times 0,36 \times 14,2}{400} = 0,429 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Donc, la section réelle tendue :

$$A_s = A_{\text{stictit}} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,429 \times 10^{-3} - \frac{176,38 \times 10^{-3}}{400} = -3,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

➤ **Condition de non fragilité :**

✚ **Selon BEAL 91:**

$$A_{\text{smin}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\text{smin}} \geq 0,23 \times 0,4 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 2,41 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/V2003 :

$$A_{\text{smin}} \geq 0,8\% \times b \times h \rightarrow A_{\text{smin}} \geq 0,8\% \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smax}} = \max(-1,1; 2,41; 12,8) = A_{\text{mmax}} = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = 12,8 \text{ cm}^2 \text{ ont adopté } A_s = 6\text{HA}116 = 12,6 \text{ cm}^2.$$

Pour poteaux 35 × 35 cm² :

$$A_{smin} \geq 0,8\% \times b \times h \rightarrow A_{smin} \geq 0,8\% \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$$

$$A_{smax} = \max(-5,9; 1,33; 9,8) = A_{smax} = 9,8 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 9,8\text{cm}^2$ ont adopté $A_s = 6\text{HA}14 = 9,23\text{cm}^2$.

Poteau (cm ²)	eT (cm)	Sections	ASfictif (cm ²)	Asréelle (cm ²)	ASadopté (cm ²)
40 × 40	18	Partiellement comprimée	4,29	-3,18	12,6

Tableau 5.14:ferraillage des armatures longitudinales .

Les Calcul précédents sont quelle que exemple poure le calcul manuel.

➤ **On utilise la 2^{eme} méthode ferraillage des poteaux par les logiciels :**

✚ **Les sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		SollicitationEt combinaisons					
Niveaux	Sections	N (KN)		My (KN.m)		Mz (KN.m)	
		ELU	ACC	ELU	ACC	ELU	ACC
RDC+1éreEtage	40 × (cm ²)	1825,02	1372,24	25,84	41,57	38,23	70,37

Tableau 5.15:Sollicitaion et combinaisons les plus défavorables.

➤ **Ferraillage des poteaux(calcul logiciel) :**

✚ **Armatures longitudinales :**

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les Ferraillage donnés par le logiciel EXPERT 2010,etRPA99/Version 2003 en Zone IIa.

Le calcul du ferraillage est en flexion composée dans le deux sens X et Y car le poteau Ferraillages pour les poteaux sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	Ascal (EXPERT) (cm ²)	Ascal (EXPERT) (cm ²)	Asmax (EXPERT) (cm ²)
		ELU	ACC	
RDC+1éreEtages	40×40	2,60	5,30	5,30

Tableau 5.16 :les sections calculé par EXPERT.

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} (RPA cm ²)	A _{smax} EXPERT (cm ²)	A _{smax} (cm ²)	A _{sadopté} (cm ²)
RDC+1 ^{er}6 ^{eme} Etages	40×40	8,4	3,2	12,8	12HA114= 9,23

Tableau 5.17 :les armatures longitudinales adoptée pour les poteaux.

A_{smin} = 0,3% × b × h → Zone courante.

A_{smin} = 0,6 % × b × h → Zone de recouvrement.

Section (cm ²)	Zone courante (cm ²)	Zone de recouvrement (cm ²)
30×35	3,15	6,3

Tableau 5.18 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux.

➤ Les armatures transversales :

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{\alpha} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{\alpha}$$

$$l_f = 0.7l_0$$

✚ Dans la zone nodale:

$$S_t \leq \min(10\phi_{lmin}; 15cm)$$

✚ Dans la zone courante:

$$S_t \leq 15\phi_{lmin}$$

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit:

- $A_t^{min} = 0,3\%(t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{min} = 0,8\%(t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si : $< \lambda_g < 5$ interpolé entre les valeurs limites precedents.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.


$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \right)$$

la quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donné comme suit :

$$\lambda_g = 5 \rightarrow 0,3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = 3,75 \rightarrow X \\ \lambda_g = 3 \rightarrow 0,8\% \end{array} \right.$$

$$3 < \lambda_g < 5: A_{min} = \frac{A_t}{t \times b}$$

 Zone nodale:

$$A_t = A_{tmin} \times S_t \times b$$

 Zone courante:

$$A_t = A_{tmin} \times S_t \times b$$

niveaux	Section(cm ²)	Ø _{tm} (cm)	(cm)	λ _g	S _t Zone nodale	S _t Zone courante	A _t cm ²	A _{tmin} cm ² nodae	A _{tmin} cm ² courant	Barres nodale	Barres courante
ér... meEtage	40×40	1,40	214,21	5,33	10	15	1,43	2,16	3,15	4Ø10	4Ø10

Tableau 5.19 : Les armatures transversales dans les poteaux.

Conformément aux règles du **RPA99/Version2003** et au **BEAUL91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieure au tiers maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{tmax})$$

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{max} \rightarrow \frac{14}{3} = 4,66mm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au flambement (effort normal ultime) :**

Selon le **CBA93 (art B.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normale ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = a \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s + \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

a :coefficient fonction de l'élancement λ.

A_s :section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul

$$a = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots si \lambda < 50$$

$$a = 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots si \lambda > 50.$$

$L_f = 0,7 \times$ (longueur de flambement)

$i = \sqrt{I/B}$ (Rayon de giration).

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

$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \rightarrow$ (section réduite).

niveaux	Section cm^2	I_0 (m)	l_f (m)	i (cm)	λ	a	A_s cm^2	B_r cm^2	N_u (KN)	N_{umax} (KN)
RDC+1ér...7emeEtage	40×40	3,23	1,56	11,36	13,73	0,80	18,48	1444	2653,49	879,69

Tableau 5.20 : Vérification de l'effort normale ultime

➤ Vérification de l'effort tranchant :

🔧 Selon BAEL:

$$r_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{r}_u$$

Pour des fissuration peu nuisibles $\bar{r}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$

$$r_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{r}_u = \rho a \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho a = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho a = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}\right)$$

Les résultat sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section cm^2	I_f (cm)	λ_g	ρa	d (cm)	V_u (KN)	r_u (MPa)	\bar{r}_u BAEL (MPa)	\bar{r}_u RPA (MPa)	Observation
RDC+1ér...7emeEtage	40×40	156	5,33	0,075	37	60,33	0,40	3,33	1,875	vérifiée

Tableau 5.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le BEAL91 et

RPA99/Version 2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

➤ **Disposition constructive des poteaux :**

✓ **Longueur des crochets :**

$$L = 10\varnothing_t = 10 \times 14 = 140\text{mm} = 14 \text{ cm.}$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA99/V2003 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \varnothing$ en zone IIa

$$\varnothing = 14\text{mm} \quad L_r = 1,4 \times 40 = 56\text{cm.}$$

✓ **Longueur de la zone nodale :**

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA99/v2003.}$$

$$h = \max(35,8; 40; 40; 60)$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

Donc on prend pour tous les étages **h'= 60 cm**

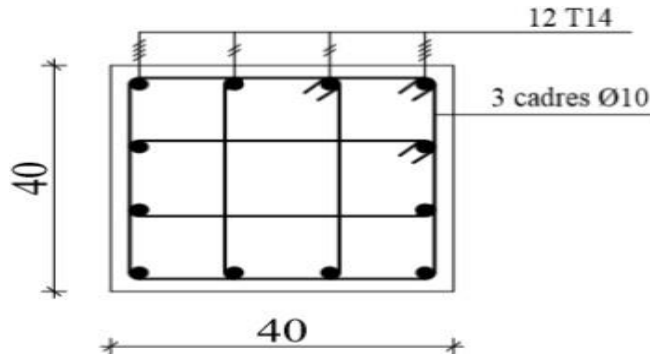


Fig 5.3 :Schéma ferrailage de poteaux

4.Ferrailage des voiles

4.1 introudction:

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

Il faut que les voiles soient places de telle sorte que l'excentricité soit minimum (torsion). Les voiles ne doivent pas être top éloignés (flexibilité du plancher) l'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidities dans les deux direction soient très proches).

4.2 Combinaison :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et le verification

selon le règlement parasismique Algériens RPA99/2003. Les voiles vont être calculés en flexion composée sous les combinaisons suivantes:

- Selon BAEL91:
 - ELU: $1,35G + 1,5Q$
 - ELS: $G + Q$
- Selon RPA99:
 - ✚ ELA: $G + Q + E$

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section(). La section d'armature longitudinale sera vérifiée pour la partie tendue, puis généralisée sur toute la longueur du voile.

4.3 Prédimensionnement des voiles :

Les différentes étaisseurs des voiles dans le tableau suivant :

Voiles	Hauteur	Epaisseur
RDC+1 ^{ère} 6 ^{ème} Etages	3.23	20cm

Tableau 5.22 : Pré dimensionnement des voiles .

☒ Armatures verticales :

Le ferrailage vertical sera dispose de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée , en tentant compte des prescriptions composés par

l'RPA99/V2003,et décrites cidessous :

L'effort de traction engender dans une partie du voile être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontal du béton tendu.

$$A_{min} = 0,2\% \times L_t \times e$$

L_t = lonueur de zone tendue.

E : épaisseur du voile .

-Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligatures avec des cardres horizontaux dont l' espacement ne doit pas être à l'épaisseur des voiles .

-Si des efforts importants de compression agissent sur l' l' extrêmité, les barres verticals

dovient repecter les conditions imposes aux poteaux.

-Les barres verticals du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie

Supérieure.

- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile (comme indique la suivant). Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

☒ Armatures horizontales :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter

Certaines prescription présentées ci-après :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur

Chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être

Munie de crochets à 135° ayant une longueur de **10Ø**.

- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être

Ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un

Ancrage droit.

☒ Règles communes :

- ✓ L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes (**art 7.7.4.3 RPA99/V2003**):

$$S \leq 1,5a$$

$$S \leq 30$$

a: épaisseur du voile

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est

Donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile → 0,15%

En Zone courante → 0,10%

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au Mètre carré Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers

L'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (

L'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du

Voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

-40Ø : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est

Possible.

-20Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaison possibles de charges

4.4 calcul les armatures de voile :

✚ Calcul des armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e × 1) trouvée (A) sera répartie sur la zone tendue de la section en respectant les recommandations du **RPA99/version 2003**.

✓ 1er Cas

$$h = L = 2,50 \text{ m} ; b = e = 0,2 \text{ m}$$

$$L = 2,50 \text{ m} ; e = 0,2 \text{ m} ; v = \frac{L}{2} = \frac{2,50}{2} = 1,25 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,50^3}{12} = 0,260 \text{ m}^4 ; N = 875,92 \text{ KN} ; M = 73,10 \text{ KN}$$

$$A = e \times L = 0,2 \times 2,50 = 0,50 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} v = \frac{875,92}{0,50} + \frac{73,10}{0,260} \cdot 1,25 = 2103,28 \text{ KN}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} v = \frac{875,92}{0,50} - \frac{73,10}{0,260} \cdot 1,25 = 1400,39 \text{ KN}$$

Si σ_1 et σ_2 sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée

$$L_t = \frac{L}{\left[\frac{\sigma_1}{\sigma_2} + 1 \right]} = \frac{2,50}{\left[\frac{2103,28}{1400,39} + 1 \right]} = 1 \text{ m}$$

$$T = \frac{\sigma_1 \times L_t \times b}{2} = \frac{2103,28 \times 1 \times 0,2}{2} = 210,32$$

$$A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{210,32 \times 10^3}{400} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,25 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone tendue (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{sRPA} = 0,20 \% b \times L_t$$

b: épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{sminRPA} = 0,002 \times 0,2 \times 1 = 4cm^2$$

- Dans la zone courante: D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):

$$A_{sminRPA} = 0,15\% \times b \times L = 0,15 \times 0,2 \times 2,50 = 7,5 cm^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max (A_s ; A_{sminRPA}) = (5,25 ; 7,5) = 7,5 cm^2$$

On adopté : **9HA16 = 18,10,42 cm².**

 **Vérification au cisaillement :**

La verification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la Contrainte de cisaillement. La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$r = 1,4V/bd.$$

V: effort tranchant la bas du refond.

b:la longueur de la section (épaisseur du voile).

$$d = 0.9h = 358 \times 0.9 = 323cm$$

h= hauteur de la section.

$$\text{Fissuration de préjudiciable } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{ci}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

$$V = 65,3 \text{ KN}$$

$$\tau = 1,4 \times \frac{56,3 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,907} = 0,135 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = 0,135 < 3,75 \dots\dots\dots \text{CV}$$

 **Clacul de ferrailage horizontal :**

D'après le BAEL91 on à :

$$r_0 = 0,3 \frac{A_t = 0}{S_t} \frac{f_e}{0,9 \gamma_s} \times b \quad ; \quad f^* = \min(f_{tj}; 3MPa)$$

K = 0 cas de reprise de bétonnage

$$\alpha = 90^\circ : S_t \leq (1.5e ; 30 \text{ cm}) = 25cm$$

$$A_t \geq \frac{c \times S_t}{\left(\frac{t_e}{\gamma_s}\right)} \times \frac{0,135 \times 25}{0,9 \times 348} \times 20 = 0,215 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99, le pourcentage minimal exigé pour la partie courante qui doit être

Armée d'un quadrillage d'armature en double nappe est :

$$\text{Pour } \tau \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = 0,0015 b \cdot h$$

$$\text{Pour } \tau \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = 0,0015 b \cdot h$$

$$\text{On a: } \tau = 0,187 \text{ MPa} \leq 0,625 \Rightarrow A_t = 0,0015 \times 15 \times 340 = 7,65 \text{ cm}^2$$

on adopte 7HA12 = 7,92 cm²

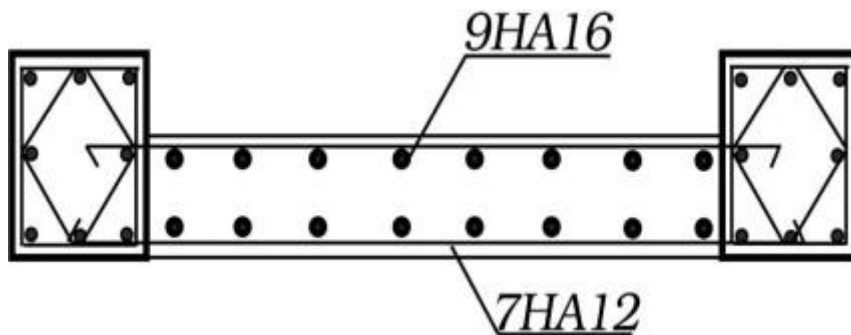


Fig 5.4 :Ferrailage de voile 20 cm



Chapitre VI:
Etude de
l'infrastructure

1. Introduction:

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voile,.....); cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols relève de disciplines et de techniques qui ne peuvent être traitées dans le cadre des présentes régies.

La détermination des dimensions des éléments de fondation en tant qu'éléments de

Béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale):

-Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.

-Une force horizontale, résultant par exemple de l'action du vent, qui peut être variable en grandeur et en direction.

-Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents

2. Classification des fondations:

Il existe quatre types de fondation :

➤ **Les fondations superficielles :**

Semelles isolées

Semelles filantes

Radier général

➤ **Les fondations profondes :**

Fondations sur pilotis (semi profondes)

Fondations sur pieux (profondes)

➤ **Les fondations spéciales :**

Fondation avec sous pression d'eau

Fondation en terrain instable

Fondation anti_vibratile

➤ **Les fondations surfaciques ou radier :**

Le radier dalle plate (le plus courant)

- Le nervuré.
- Le radier champignon sous poteaux.
- Le radier voute.

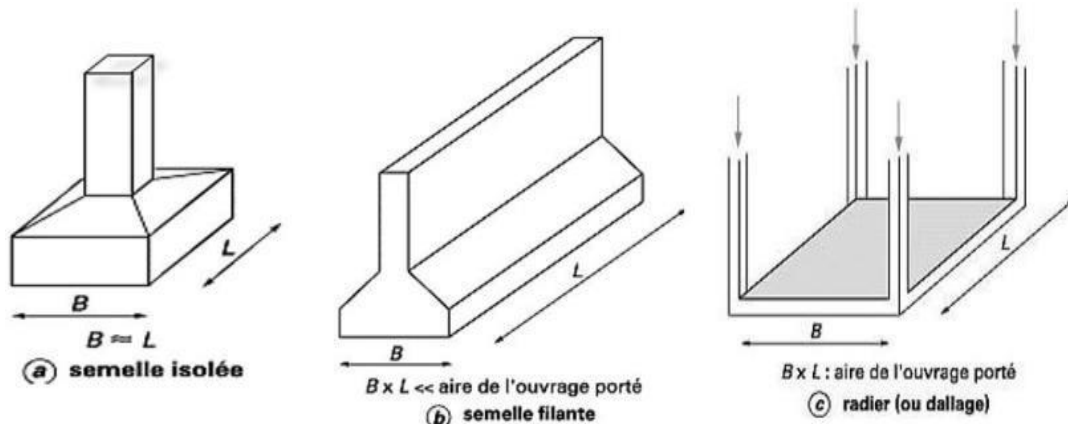


Fig 6.1: type des fondation

3. Calcul des fondation:

3.1 combinaisons d'action à considérer

D'après le **RPA 99/Version 2003 (Article 10.1.4.1)** les fondation superficielles sont Dimensionées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + E \pm E$
- $8,0G \pm E$

3.2 Calcul des surfaces nécessaires des fondations isolée :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_u}{AB} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

AB : dimensions de la semelle isolée (section de poteau) $a = b \rightarrow A = B$.

On a : $N_{max} = 33234,08 \text{ KN}$

$N_u = 0,40 \times 0,40 \times 3,24 \times 25 + 33234,08 = 33247,04 \text{ KN}$

$\sigma_{sol} : 3,2 \text{ bars} = 0,32 \text{ MPa} = 320 \text{ KN/m}^2$

$$\rightarrow B^2 \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} = 3,59 \text{ m}$$

On pren : $A = B = 4 \text{ m}$

1. etude radier

4.1 Calcul des surfaces nécessaires des fondations

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

➤ **Surface nécessaire pour le radier**

la surgace nécessaire pour le radier peut être estimé par la formule suivante:

$$\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}$$

N_u :effort normal total transmet par la superstructure plus le poids du radier à l'ELU.

$\bar{\sigma}$: contrainte admissible du sol = 320 KN

Poit radier(nervure + dalle) =5064 KN

Poids de la superstructure=30259,55 KN

$N_u = 1,35 \times 5064 + 30259,55 = 37095,95$ KN

$$S_{rad} \geq \frac{37,095}{0,32} = 115,92 \text{ m}^2$$

La surafce de bâtiment : $s_{at} = 430,45 \text{ m}^2$

$S_{bat} > S_{rad} \rightarrow$ on opte pour radier général = 430,45 m²

Débord de 1 m pour chaque cot

Alors: $S_{rad} = 430,45 + 87 = 517,45 \text{ m}^2$

4.2 Prédimensionnement du radier

➤ **La nervure du radier**

1/condition de la portée:

La hauteur de la nervure: $h_N = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) L_{max}$

h_N : La hauteur de la nervure

L_{max} :la plus grand portée entre deux elements porteurs successifs =

$$h_N = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) 430 = (28,66 \div 43) \rightarrow h_N = 43\text{cm}$$

2/condition de rigidité:

Por radier rigidité on doit vérifier: $\frac{\pi}{2} \times \frac{L}{e} \geq L_{max}$

$$L_e: \text{Longueur élastique } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: module d'élasticité du béton.

I: inertie de de la section du radier

b: la largeur du radier, on prend une bande de 1m

K : coefficient de reaction du sol

Pour un sol moyen $k = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}$

$$I = \frac{bh_N^3}{12} \rightarrow h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L^4 \times k}{E \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,3^4 \times 4 \cdot 10^4}{3,216 \cdot 10^3 \times 3,14^4}} = 0,594 \text{ m}$$

On prend: $h_N = 70 \text{ cm}$

La largeur de la nervure:

$$b = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{2}\right) h = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{2}\right) 70 = (14 \div 35) \rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

Donc adopte une section de la nervure du radier : $(b \times h) = (70 \times 35)^2$

➤ **La dalle du radier:**

L'épaisseur de la dalle du radier:

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm} \rightarrow h_0 \geq 21,5 \text{ cm}$$

On prend: $h_0 = 35 \text{ cm}$

➤ **Les verifications nécessaires:**

✚ **Verification des contraintes dans le sol:**

σ_1, σ_2 : contraintes maximales et minimales dans les deux extrémitée du radier.

Si $\sigma_2 > 0 \rightarrow$ la réparation est trapezoidal; la contrainte au quart de la largeur de la formule suivant doit être vérifiée: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

σ_{moy} : constraint moyenne du radier

Si $\sigma_2 > 0 \rightarrow$ la réparation est triangulaire, la contrainte Si σ_1 ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} X_g, \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} (L - X_g) \quad \text{BAEL83 (page249)}$$

$$X_g = 8,79 \quad Y_g = 10,13$$

$$I_{xx} = 49255,16 \quad m^2 \quad I_{yy} = 39138 \quad m^2$$

Dan le sense x-x

$$N_u = 33234,08 \text{ KN}, M_y = 28707,14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 70,64 \text{ KN/m}^2 \quad , \sigma_2 = 54,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 62,53 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 320 \text{ KN/m}^2$$

Dan le sense y-y

$$N_u = 33234,08 \text{ KN}, M_x = 25231,9 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 69,38 \text{ KN/m}^2 \quad , \sigma_2 = 58,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 63,71 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 320 \text{ KN/m}^2 \text{ cv.}$$

✚ **Verification au cisaillement (fissuration préjudiciable):**

$$r = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{Q \times L_{max}}{2}$$

$$Q = \frac{N_u}{S_{rad}} \times 1m$$

N_u : l'effort maximal revenant au radier à L4ELU.

$$V_u = \frac{33234,08 \times 1,00 \times 430}{517,45 \times 2} = 138,08 \text{ KN} \rightarrow r = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau} (\text{c. v.})$$

Donc pas risqué de cisaillement dans le radier.

✚ **Verification au poinçonnement**

Le poinçonnement d'une dalle (radier) se manifeste au niveau des charges concentrées, la résistance au poinçonnement est satisfaite si la condition suivante est vérifiée

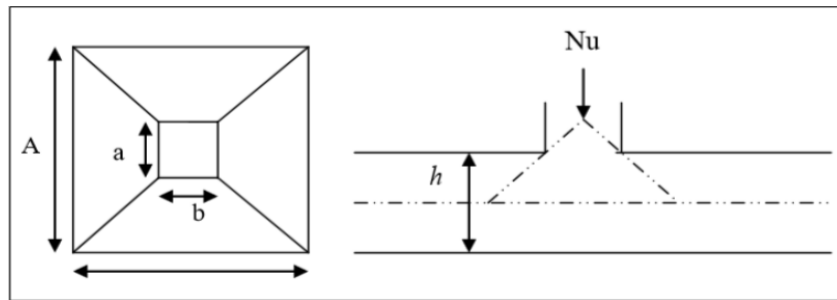


Fig 6.2: zone de contact Poteau-radier

$$p_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (artA5.2,42)}$$

p_u : la charge revenant au Poteau le plus chargé à l'ELU.

U_c : le perimetre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(A + B) \rightarrow \begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases}$$

$$U_c = 2(0,40 + 0,70 + 0,40 + 0,70) = 4,4 \text{ m}$$

$$p_u \leq 0,045 \times 4,4 \times 0,7 \times \frac{25}{1,15} = 3,01 \text{ MN}$$

$$p_u = \text{MN} < 3,01 \text{ MN} \quad (\text{c. v.})$$

Pas risqué de poinçonnement du radier.

🚧 Verification de la stabilité au renversement :RPA99/V2003 (art 10.1.5)

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié central de la base des elements de foundation resistant au renversement:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Dans le sens x-x:

$$e_x = \frac{M_y}{N_u} = \frac{28707,14}{33234,08} = 0,86 \text{ m} < \frac{19,46}{4} = 4,86 \text{ m} \quad \text{c. v.}$$

Dans le sens y-y:

$$e_y = \frac{M_x}{N_u} = \frac{25231,9}{33234,08} = 0,75 \text{ m} < \frac{22,12}{4} = 5,53 \text{ m} \quad \text{c. v.}$$

Pas de risqué au renversement dans les deux sens.

4.3 Ferrailage :

➤ La dalle du radier:

le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier

$$L_x = 4,30 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 4,30 \text{ m}$$

Calcul des sollicitations: à l'ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times 1\text{m} = \frac{33234,08}{517,45} = 64,22 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,30}{4,30} = 1 > 0,4$$

Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$\rho = 1 \text{ (annexe E3 BAEL91)} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,044 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x: } M_0^x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,044 \times 64,22 \times 4,30^2 = 52,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y: } M_0^y = \mu_y q_u L_y^2 = 1,000 \times 64,22 \times 4,30^2 = 1187,42 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux les moments seront réduits ainsi:

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 0,85 \times 52,24 = 44,40 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = -0,5 M_0^y = -0,5 \times 1187,42 = -593,71 \text{ KN.m}$$

$$V_u^x = \frac{q_u L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{64,22 \times 4,30}{2} + \frac{4,30^4}{4,30^4 + 4,30^4} = 183,55 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P_u L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = 645,5 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,52 \text{ MPa}$$

La dalle de radier est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple

Et le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de longueur dans les deux directions et d'épaisseur $h_0 = 40\text{ cm}$

		M (KN.m)	$A_{cal} (cm^2)$	A_{min}	$A_{adopté}$	$r_u(MPa)$
travée	Sens x-x	78,93	4,81	7,06	6T14=9,24	0,33 < $\bar{\xi}$
	Sens y-y	44,40	3,33		6T14=9,24	
appui		-593,71	2,78		6T14=9,24	

Tableau 6.1 :Tableau des résultats de calcul à l'ELU de la dalle du radier

➤ **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma} = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 189,11\text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans tableau suivant :

		M (KN.m)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s$	condition
travée	x-x	47,88	2,10	15 MPa	116,12	189,11MPa	V
	y-y	37,42	1,71		93,83		V
appui		28,18	1,23		68,40		V

Tableau 6.2 :Tableau des résultats de calcul à l'ELS de la dalle du radier

Remarque :

Pour des raisons constructives il faut ajouter les chaises sous forme de bateau.

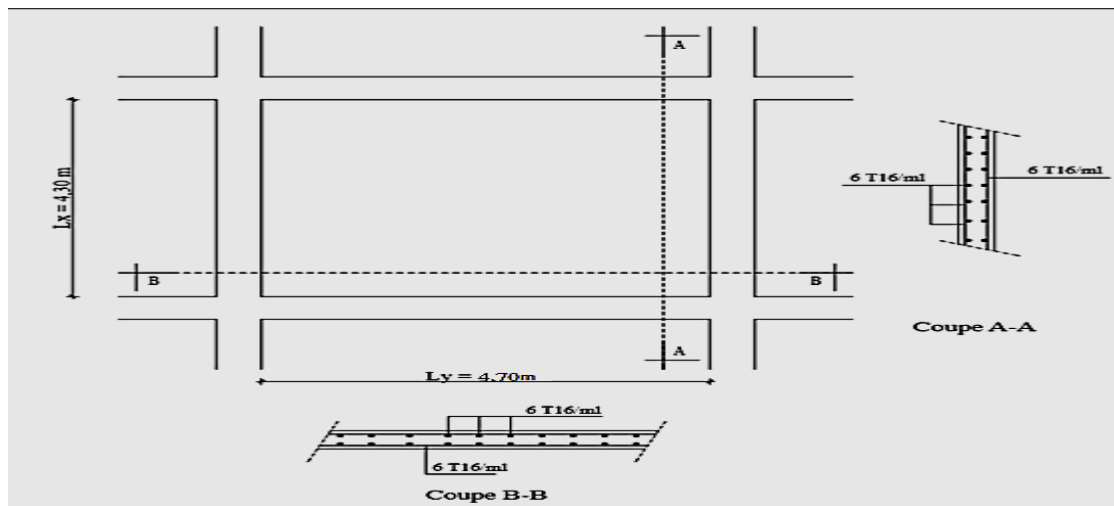


Fig 6.3 :Schéma de ferrailage du radier.

➤ le débord :

Le débord assimilé à une encastree soumise à la flexion simple, d'une longueur $d = 1m$ et d'épaisseur $h = 70cm$

Le débord est assimilé à une console encastree soumise à la flexion simple, d'une longueur $d = 1m$ et d'épaisseur $h = 70cm$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = 69,04 \text{ KN.m}$$

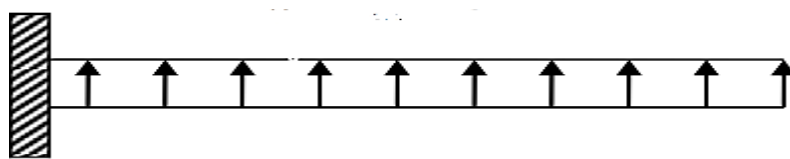


Fig 6.4 :répartition des contraintes sur le débord.

Fig VII.4- Répartition des contraintes sur le débord.

M(KN.m)	$A_c(cm^2)$	$A_{adoptée}$	A_r	$A_{adopté}$
69,04	3,12	5T12= 5,65	1,27	4T8= 5,01

Tableau 6.3 :Résultats de calcul à l'ELU du débord

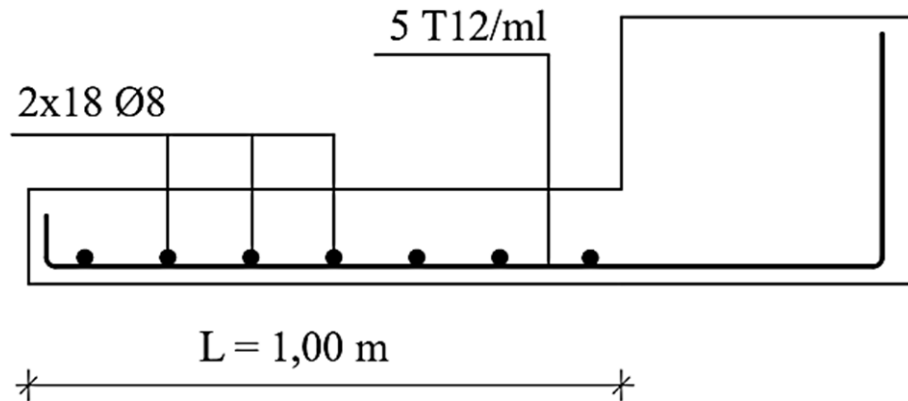


fig 6.5 :Schéma ferrailage de débord

➤ La nervure :

Sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier

La répartition des charges sur chaque travée est trapézoïdale pour L_y la grande portée et triangulaire pour L_x la petite portée.

$$L_x = 4,30 \text{ m et } L_y = 4,30 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{q_u L_y^2}{8} (1 - \frac{\rho^2}{3}) = 97,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 123,96 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0,75 M_u = 73,47 \text{ KN.m} , M_u^a = -0,5 M_u = -48,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^t = 0,75 M_{ser} = 92,97 \text{ KN.m} , M_{ser}^a = 0,5 M_{ser} = 61,98 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u . L = 276,14 \text{ KN}$$

✚ Les armatures longitudinales :

Le tableau suivant résume le ferrailage de la dalle en travée et appuis

	M(KN.m)	$A_c(cm^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	$r_u(MPa)$
travée	73,47	12,08	2,25	7T20+3T16=28,02cm ²	0,33 < \bar{r}_u
appui	-48,98	1,87		10T16= 20,10 cm ²	

Tableau 6.4 :Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la nervure

✚ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_i ; \frac{b}{10} \right) \quad \text{BAEL91(art A.7.2.2)}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{700}{35}; 16; \frac{450}{10}\right) = \min(20; 16; 45) = 16 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Pour les armatures transversales , on prend la quantité suivante :

$$A_t = 2 \text{ cadres} + \text{épingles } T10 \rightarrow 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

☒ l'espacement :

- $S_t \leq m(0,9d; 40 \text{ cm})$
- $S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} = 31,70 \text{ cm}$
- $\xi \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = 76,32 \text{ cm}$

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

☒ Les longueurs de recouvrement:

$$\phi = 2,0 \text{ cm} \rightarrow L_r = 35\phi = 35 \times 2,0 = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 2,0 \text{ cm} \rightarrow L_r = 35\phi = 35 \times 1.6 = 65 \text{ , on prend } L_r = 60 \text{ cm}$$

✚ **Verification à l'ELS:**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 198,11 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$	condition
travée	371,87	7,36	15 MPa	158,27	198,11 MPa	V
appui	245,40	5,31		132,54		v

Tableau 6.5 :récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de nervure

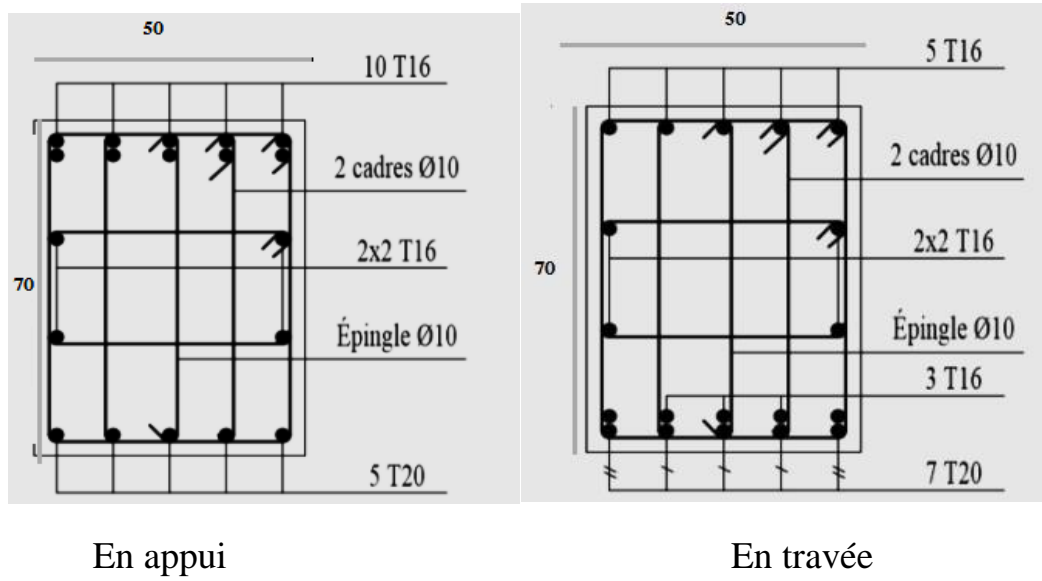


Fig 6.6 :Schéma du ferrailage des nervures.



Conclusion

Conclusion

Conclusion

A travers l'étude que nous avons réalisée, nous avons confirmé que le domaine du génie civil n'est pas un domaine facile, surtout l'étude théorique qui nécessite de la précision dans le calcul, donc toute erreur nous crée des problèmes dans la réalisation du projet sur le terrain et entraîne des pertes matérielles et humaines. Utiliser les programmes auxiliaires dans les calculs internationalement reconnus dans plusieurs domaines comme ROBOT millénium, auto-CAD ...etc.) et réaliser des cours de qualification, ainsi que des revues de revues scientifiques pour se tenir au courant des derniers développements dans ce domaine.

Dans cette étude, que nous avons menée dans une zone sismique IIa, nous avons essayé à travers les règles parasismiques Algériennes.

RPA99/V2003 L'incarnation d'une structure sûre qui peut résister aux facteurs mécaniques et c'est donc l'objectif principal de réduire les risques.



Reference

Reference

* Les livres:

M.Belazougi[Calcul des ouvrages en béton armé office des publication universitaires 1991]

Jean-Pierre Mougïn[Cours de béton armé BAEL91 (EYROLLES 1991)].

Jean PERCHAT et Jean ROUX[Pratiques du BAEL91(3eme édition 99)].

H. Renaud et J.Lamirault [Béton Armé Guide de calcul (Première édition 2006)].

H,Renaud, J,Lamirault. (2006). BÉTON ARMÉ Guide de calcul (Première édition).

* Les règlement :

RPA99/V2003 : règlement parasismique algérienne.

CBA93 :règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR BC 2.2 : Document technique réglementaire(charges et sur charges édition 1989).

DTU BAEL91 : Règles technique de conception et de de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limitent révisées 99

* Autres document consultés:

-Cahier de cours.

-Mémoire de fin d'étude.

-Thèses des années précédentes.

Chikhi Salim et Medjenah Khalet étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+7) contreventement mixte (portique + voile)

Ahmed Ammar et el Mounir Khira étude technique d'un bâtiment (RDC+9 étages) a usage multiple

Hanchi Hanane et Belatrache Rima étude d'une tour en R+16 étage + 2 entres sols a usage d'habitation et commercial implanté en zone III+ une comparaison entre le calcul manuel et automatique du C.T

Boukhezna Abd El Djaouad et Habi Salah Etude dynamique d'un bâtiment (R+6) en béton armé

Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation contreventé par voiles-portiques en béton armé

Reference

Fekir Houssam Etude d'une tour R+12 avec 2 sous-sol en béton armé

*** Logiciels utilisés :**

Autodesk Robot Structural Analysee Professional 2014. Microsoft Word 2010.

AutoCAD 2015-Français. EXPERT 2010.



Annexe