

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبو بكر بلقايد

– تلمس – نان –

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

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

En : (Génie Civil)

Spécialité : (structure)

Par : Mr Messaoudi mouaadh et Mlle Diabi ikram

Sujet

Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation

Soutenu publiquement, le 18 / 06 / 2026 , devant le jury composé de :

Ghezali sabah
Benahchilif souad
Mejahed amina
Nassima aissaoui

Grade
Grade
Grade
Grade

Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen

Président
Examineur
Encadreur
Co-Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*Nous exprimons tout d'abord notre profonde gratitude à Allah, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, le courage et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail. Nous adressons également nos sincères remerciements à nos familles pour leur soutien indéfectible, leurs encouragements constants et leur confiance tout au long de notre parcours universitaire. Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à nos encadreuses, **Mme Nassima Aissaoui** et **Mme Medjahed Amina**, pour leur disponibilité, leurs précieux conseils, leur accompagnement et leurs orientations pertinentes qui ont grandement contribué à la réalisation de ce projet. Nos remerciements s'adressent également à l'ensemble des enseignants du Département de Génie Civil pour la qualité de la formation qu'ils nous ont dispensée durant nos études de Master. Nos vifs remerciements s'adressent également aux membres du jury qui nous font l'honneur d'évaluer notre travail et de présider cette soutenance. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profond respect et de notre parfaite considération pour le temps qu'ils consacrent à l'examen de ce mémoire. Enfin, nous exprimons notre sincère gratitude à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail.*

شكر و عرفان

بدايةً، نتقدم بخالص شكرنا وعميق امتناننا إلى الله العليّ القدير، الذي منحنا القوة، الصبر والعزيمة لإتمام هذا العمل وإنجازه على كما نتوجه بشكرنا الصادق إلى عائلتنا على دعمهم اللامشروط، وتشجيعهم المستمر، وثقتهم الكبيرة التي رافقتنا طوال .أكمل وجه ونود أن نعرب عن خالص تقديرنا و عرفاننا لمشرفتي، السيدة نسيمه عيساوي والسيدة مجاهد أمينة ، على .مسيرتنا الجامعية تواجدهما الدائم ، ونصائحهما القيمة، ومتابعتهما وتوجيهاتهما السديدة التي ساهمت بشكل كبير في إنجاز هذا المشروع كما يتوجه شكرنا إلى جميع أساتذة قسم الهندسة المدنية على جودة التكوين والتعليم الذي قدموه لنا طوال فترة دراستنا في مرحلة الماستر كما نتقدم بخالص شكرنا و امتناننا إلى أعضاء لجنة المناقشة الموقرين، الذين تفضلوا بقبول تقييم هذا العمل المتواضع ورئاسة هذه الجلسة. نسأل الله أن يجدوا في هذا الجهد ما يستحق تقديرهم، ونؤكد لهم بالغ احترامنا وعميق امتناننا لما خصصوه من وقت و ثمين جهد لقراءة هذه المذكرة

وأخيراً، نتقدم بامتناننا الصادق إلى كل من ساهم من قريب أو من بعيد في إنجاز هذا العمل وإيصاله إلى نهايته

Acknowledgments

First and foremost, we express our deepest gratitude to Allah, the Almighty, who has granted us the strength, courage, and perseverance needed to successfully complete this work. We also extend our sincere thanks to our families for their unwavering support, constant encouragement, and trust throughout our academic journey. We wish to express our profound gratitude to our supervisors, **Mrs. Nassima Aissaoui** and **Mrs. Medjahed Amina**, for their availability, valuable advice, guidance, and insightful feedback, which greatly contributed to the completion of this project. Our thanks also go to all the professors of the Department of Civil Engineering for the high quality of education and training they provided us during our Master's studies. We would also like to express our sincere gratitude and deep respect to the distinguished members of the jury who have kindly agreed to evaluate this work and preside over this defense. We deeply appreciate the time and effort they have dedicated to reviewing this thesis.

Finally, we express our sincere appreciation to everyone who, directly or indirectly, contributed to the successful completion of this work.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée et de huit étages (R+8), implanté dans la wilaya de Tlemcen, classée en zone de forte sismicité selon le Règlement Parasismique Algérien. Dans un premier temps, une présentation générale du projet est effectuée à travers l'étude architecturale comprenant les différents plans du bâtiment. Ensuite, l'étude de génie civil est développée à partir des plans d'exécution, suivie du calcul détaillé de la structure, incluant le pré-dimensionnement des éléments porteurs ainsi que la descente des charges. Afin de déterminer les différentes sollicitations engendrées par les charges permanentes, les charges d'exploitation et les actions sismiques, une analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS. Cette analyse a permis d'évaluer le comportement global de l'ouvrage sous l'effet des actions sismiques conformément aux exigences réglementaires.

Enfin, cette étude comprend le dimensionnement et le ferrailage des éléments secondaires tels que les escaliers, les poutrelles, les balcons, les poutres palières et les acrotères, ainsi que celui des principaux éléments résistants de la structure, notamment les fondations, les poteaux, les poutres et les voiles. L'ensemble des calculs a été effectué conformément aux prescriptions du BAEL 91 révisé 99 et aux dispositions du RPA 2024.

Mots-clés : Bâtiment R+8, béton armé, analyse dynamique, ETABS, action sismique, dimensionnement, ferrailage, BAEL 91, RPA 2024, Tlemcen.

ملخص

ويقع في ولاية تلمسان (RPA 2024) يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى ذي طابع سكني يتكون من طابق أرضي وثمانية طوابق علوية في البداية، تم تقديم عرض عام للمشروع من خلال الدراسة. المصنفة كمنطقة ذات زلزالية قوية وفقاً للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل المعمارية التي تشمل مختلف مخططات المبنى. بعد ذلك، تم تطوير دراسة الهندسة المدنية انطلاقاً من المخططات التنفيذية، متبوعة بالحساب المفصل للمنشأ، بما في ذلك التحديد الأولي لأبعاد العناصر الحاملة (الإنشائية) وكذا نزول الأحمال وقصد تحديد مختلف الجهود الداخلية الناتجة وقد سمح هذا ETABS. عن الأحمال الدائمة، أحمال الاستغلال، والتأثيرات الزلزالية، تم إجراء تحليل ديناميكي للمنشأ باستخدام برنامج أخيراً، تشمل هذه الدراسة تصميم وتسليح. التحليل بتقييم السلوك العام للمبنى تحت تأثير الأفعال الزلزالية وفقاً للمتطلبات التنظيمية المعمول بها العناصر الثانوية مثل الأدراج (السلام)، الروافد الصغيرة (العصب)، الشرفات، روافد المساند، والستائر الواقية (الأكروتير)، بالإضافة إلى العناصر المقاومة الرئيسية للمنشأ، ولا سيما الأساسات، الأعمدة، الروافد (الكاميرات)، وجدران القص (القصاصد الخرسانية). وقد أنجزت جميع وأحكام القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (BAEL 91) الحسابات وفقاً لتوصيات الخرسانة المسلحة بحالات الحدود

الكلمات المفتاحية :

تلمسان BAEL 91 RPA 2024، الفعل الزلزالي، التصميم، التسليح، ETABS، خرسانة مسلحة، تحليل ديناميكي، R+8 مبنى

Abstract

This project presents a detailed structural study of an eight-story residential building with a ground floor (G+8), located in the wilaya of Tlemcen, which is classified as a high seismicity zone according to the Algerian Seismic Regulations (**RPA 2024**). Initially, a general overview of the project is presented through the architectural study, which includes the various building plans. Subsequently, the civil engineering study is developed based on the execution drawings, followed by the detailed structural analysis, including the preliminary dimensioning of the load-bearing elements and the load take-down analysis. In order to determine the various internal forces generated by dead loads, live loads, and seismic actions, a dynamic analysis of the structure was carried out using **ETABS** software. This analysis allowed for the evaluation of the overall behavior of the structure under seismic actions in compliance with regulatory requirements. Finally, this study encompasses the design and reinforcement of secondary elements—such as stairs, joists, balconies, landing beams, and acroteria—as well as the main structural resistant elements, notably foundations, columns, beams, and shear walls. All calculations were performed in accordance with the **BAEL 91 revised 99** guidelines and the provisions of **RPA 2024**.

Keywords:

G+8 building, reinforced concrete, dynamic analysis, ETABS, seismic action, structural design, reinforcement, BAEL 91, RPA 2024, Tlemcen.

Dédicace

Nous dédions ce travail académique à nos familles respectives, ainsi qu'à notre estimée collègue Diabi Ikram en reconnaissance de ses efforts distingués dans la réalisation de ce projet.

إهداء

نُهدي هذا العمل الأكاديمي إلى عائلتنا الكريمة، وإلى الزميلة الفاضلة "ديابي إكرام" تقديراً لجهودها المتميزة في إنجاز هذا المشروع.

Dedication

We dedicate this academic work to our respective families, and to our esteemed colleague Diabi Ikram in recognition of her distinguished efforts in completing this project.

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS :

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

R.P.A : Règles parasismiques algériennes

C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

D.T.R : Document Technique Réglementaire

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

E.L.A : Etat Limite Accidentel

G : Charge permanente

Q : charge d'exploitation

H.A : Haute Adhérence

R.L : Ronds Lisses

KN: kilo Newton

m : mètre linéaire

MPa : Méga Pascal

RDC : Rez De Chaussée

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée

E_{vj} : Module d'élasticité différée

ν : coefficient de poisson

σ_b : Contrainte de compression du béton

f_{bu} : Contrainte de résistance du béton à l'ELU

σ_b : Contrainte de résistance du béton à l'ELS

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

N_u : Effort normal à l'elu

N_s : Effort normal à l'els

F_t : Effort de traction

V_u : Effort tranchant à l'ELU

M_u : Moment fléchissant à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

A_s : Section d'armatures

A_{max} : Section d'armatures maximales

A_{min} : Section d'armatures minimales

A_t : Section d'armatures transversales

L_r : Longueur de recouvrement

S_t : Espacement des armatures

d : Hauteur utile

λ_g : L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

LISTE DES FIGURES :

Chap-I: Présentation de l'ouvrage

Figure (I-1) : Modalisation de la structure.....	(2)
Figure (I-2) : plan de situation du projet à etudier.....	(3)
Figure (I-3) : Façade principale du bâtiment.....	(6)
Figure (I-4) : Plan en élévation.....	(7)
Figure (I-5) : Plan RDC.....	(7)
Figure (I-6) : Plan étage courant.	(8)

Chap-II: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Figure (II-1) : Plancher étage courant.....	(19)
Figure (II-2) : Murs ectérieurs	(21)
Figure (II-3) : Acrotère.....	(23)
Figure (II-4) : Balcon.....	(23)
Figure (II-5) : Schéma d'une poutrelle.....	(26)
Figure (II-6) : coupe de voile en élévation.....	(26)
Figure (II-7) : shéma du plancher en corps creux.....	(27)

Chap-III : Etude des planchers

Figure (III -1) : Coupe transversale du plancher.....	(31)
---	------

Chap-IV : étude des éléments secondaires

Figure (IV-1) : shéma d'escalier de notre cas.....	(47)
Figure (IV-2) : constituants d'un escalier.....	(47)
Figure (IV-3) : charges et surcharges de la paillasse et plaier.....	(48)

Chap-VI : Etude des éléments structuraux

Figure (VI-1) : Moment fléchissant des poutres principales (ELS).....	(81)
Figure (VI-2) : Moment fléchissant des poutres principales (ELU).....	(82)
Figure (VI-3) : Effort tranchant des poutres principales.....	(84)
Figure (VI-4) : Ferrailage des poutres principale.....	(85)
Figure (VI-5) : Les coupes des poutres principale.....	(85)
Figure (VI-6) : Moment fléchissant des poutres secondaires(ELS)....	(86)
Figure (VI-7) : Moment fléchissant des poutres secondaires(ELU)...	(86)

Figure (VI-8) : Effort tranchant des poutres secondaires(ELU).....	(98)
Figure (VI-9) : Ferrailage des poutres secondaire.....	(91)
Figure (VI-10) : Les coupes des poutres secondaire.....	(91)
Figure (VI-11) : Ferrailage des voiles.....	(93)
Figure (VI-12) : Coupe des voiles.....	(93)
Figure (VI-13) : Effort normale.....	(95)
Figure (VI-14) : Moment fléchissant.....	(95)
Figure (VI-15) : Disposition constructive des poteaux.....	(96)
Figure (VI-16) : Ferrailage des voiles.....	(98)

Chap. VII : Etude de l'infrastructure

Figure (VII-1) : contrainte sous radier.....	(102)
Figure (VII-2) : sollicitations du radier selon M_{11}	(103)
Figure (VII-3) : sollicitations du radier selon M_{22}	(103)
Figure (VI-4) : ferrailage coupe du radier.....	(105)
Figure (VII-5) : diagramme moment fléchissant des nervures selon XX..	(106)
Figure (VII-6) : diagramme moment fléchissant des nervures selon YY..	(106)

Sommaire

Chapitre . I : Présentation de l'ouvrage

I-1- Introduction.....	(2)
I-2- Présentation de l'ouvrage.....	(2)
I-3- Caractéristiques géométriques.....	(3)
I-4- Données du site et paramètres de calcul.....	(3)
I-4-1. Contexte Sismique.....	(4)
I-4-2. Caractéristiques du sol.....	(4)
I-5- Conception Architecturale et Choix Constructifs.....	(4)
I-5-1. Éléments Structuraux.....	(4)
I-5-2. Enveloppe et Maçonnerie.....	(5)
I-5-3. Revêtements et Finitions.....	(6)
I-6- Présentation des plans	(6)
I-7- Règlementations et normes utilisées	(8)
I-8- Hypothèses de calcul et États Limites	(8)
I-8-1. L'État Limite Ultime (E.L.U).....	(9)
I-8-2. L'État Limite de Service (E.L.S).....	(9)
I-9- Combinaisons d'actions (Selon RPA 2024 et BAEL91/99).....	(10)
I-9-1. Combinaisons de calcul.....	(10)
I-10- Caracteristiques des materiaux	(12)
I-10-1- Caracteristiques mécaniques du Béton.....	(12)
I-10-2- Caracteristiques mécaniques d'acier.....	(15)

Chapitre . II : Descente des charges et prédimensionnement

II-I-Introduction.....	(19)
II-2-Evaluation des charges.....	(19)
II-2-1- Plancher étage courant	(19)
II-2-2- Plancher étage RDC	(20)
II-2-3- Murs extérieurs.....	(21)
II-2-4- Les escaliers.....	(21)
II-2-5- Acrotère.....	(23)
II-2-6-Balcon.....	(23)
II-3-Prédimensionnement.....	(24)
II-3-1-Introduction.....	(24)

II-3-2-Pré dimensionnement Les poutres.....	(24)
II-3-3-Pré dimensionnement des poutrelles.....	(25)
II-3-4-Pré dimensionnement des voiles de contreventement.....	(26)
II-3-5-Pré dimensionnement des planchers.....	(27)
II-3-5-1-Planchers à Corps Creux.....	(27)
II-3-5-2-Planchers à dalle pleine.....	(27)
II-3-6-Pré dimensionnement des poteaux.....	(28)

Chapitre . III : Etude des planchers

III-1-Introduction	(31)
III-2-Dimensionnement de la poutrelle.....	(31)
III-3-Etude du plancher à corps creux.....	(32)
III-3-1-Méthodes de Détermination des Sollicitations.....	(32)
III-3-2- Vérification de la Méthode Forfaitaire	(33)
III-3-3-Calcul des charges et surcharges des poutrelles.....	(34)
III-3-4- calculs des moments.....	(34)

Chapitre . IV : Etude des elements secondaires

IV-I-L'ESCALIER.....	(47)
IV-1-1-Introduction.....	(47)
IV-1-2-Predimensionnement des escaliers.....	(47)
IV-1-3-Calcul les M_f et T à l'elu.....	(49)
IV-1-4-Calcul les M_f et T à l'els.....	(50)
IV-1-5-ferraillage en flexion simple.....	(59)
IV-4-Etude de la poutre palaise.....	(56)
IV-5-Calcul de ferraillage.....	(58)

Chapitre . V : Etude sismique

V-1-Introduction.....	(61)
V-2-Modélisation de la structure.....	(61)
V-3-Disposition des voiles	(62)
V-4-Méthode de calcul	(62)
V-4-1-Méthode d'analyse modale spectrale	(62)
V-4-2-Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	(63)
V-4-3-Méthode statique équivalente	(63)

V-5-Choix de la méthode de calcul	(63)
V-5-1-La Méthode Statique équivalente	(64)
V-5-2-Détermination de la force sismique de chaque niveau	(65)
V-5-3- poids total de la structure.....	(70)
V-5-4-calcul de l'effort sismique a la base.....	(71)
V-5-5-détermination de la force sismique de chaque niveau	(72)
V-6-Les vérifications les plus importantes	(73)
V-6-1-Participation modale	(73)
V-6-2-Vérification de l'excentricité	(74)
V-6-3-Vérification de l'effort tranchant dans la base	(74)
V-6-4-Vérifications des déformations	(75)
V-6-5-Vérification de l'effet P- Δ	(76)
V-6-6-Vérification au renversement	(78)

Chapitre VI : Etude des éléments Structuraux

VI-1-introduction.....	(81)
VI-2-ferraillage des poutres.....	(81)
VI-2-1-Ferraillage des poutres principales.....	(81)
VI-2-2-Ferraillage des poutres secondaires :.....	(86)
VI-3-Ferraillage des voiles.....	(92)
VI-4-ferraillage des poteaux.....	(94)

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII-1-Introduction.....	(100)
VII-2-Les fondations.....	(100)
VII-2-1-Choix de type de fondation.....	(100)
VII-2-2-Définition de la fondation	(100)
VII-3-Le 3radier nervuré.....	(101)
VII-3-1-Pré dimensionnement.....	(101)
VII-3-2-Vérification de la contrainte du sol.....	(102)
VII-3-3-Calcul du ferraillage de la dalle.....	(103)
VII-3-4-Calcul de ferraillage de la nervure.....	(105)

Chapitre-I

Présentation de l'ouvrage

I-1- Introduction

Ce chapitre introductif pose les jalons théoriques et techniques nécessaires à l'analyse de notre structure. Il regroupe les notions fondamentales servant de base à l'étude, ainsi qu'une description détaillée de l'ouvrage et des matériaux de construction pressentis. Enfin, nous y définirons le cadre général et les objectifs fixés pour ce projet de fin d'études.

I-2- Présentation de l'ouvrage

L'étude porte sur la conception et le calcul structurel d'un bâtiment en béton armé de type (R+8) à usage d'habitation.

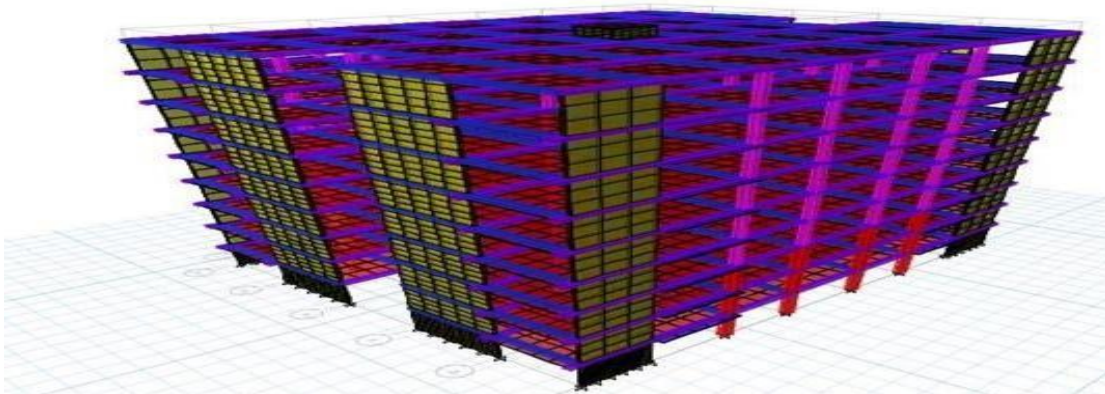


Figure (I-1) : Modalisation de la structure

La stabilité de l'édifice vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent) est assurée par un système de Contreventement par voiles.

- Au nord résidence des habitations R+10
- Au sud des habitations en R+2
- A l'ouest double voie principale
- A l'est route secondaire



Figure(I -2) : plan de situation du projet à etudier

I-3- Caractéristiques géométriques

Le bâtiment présente une configuration géométrique régulière en plan, ce qui facilite la distribution des charges. Les dimensions principales sont récapitulées ci-dessous :

Le terrain d'interventions est de : 696 m²

Dimensions en plan :

- **Largeur totale (B) :** 24 m.
- **Longueur totale (L) :** 29 m.

Dimensions en élévation :

- **Hauteur d'étage (RDC et courants) :** 3,06 m.
- **Hauteur de l'acrotère :** 0,50 m.
- **Hauteur totale (H) :** 28,04 m (acrotère inclus).

I-4- Données du site et paramètres de calcul

L'implantation du projet et la nature du sol dictent les paramètres sismiques et géotechniques indispensables à l'étude. Pour notre structure, les données retenues selon le règlement parasismique algérien (RPA / version 2024) sont les suivantes :

I-4-1. Contexte Sismique

- Localisation : Le projet est implanté dans la wilaya tlemcen
- Zonage sismique : **Zone IV** (Moyenne à élevée)
- Groupe d'usage : Le bâtiment est classé dans le Groupe 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne)

I-4-2. Caractéristiques du sol

- Classification du site : Le sol est de type S3 (site meuble), ce qui influence directement le spectre de réponse.
- Capacité portante : La contrainte admissible du sol de fondation est fixée $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$ (soit $0,15 \text{ MPa}$)

I-5- Conception Architecturale et Choix Constructifs

La conception de l'ouvrage a été pensée pour répondre aux exigences de sécurité, de durabilité et de confort. Les choix technologiques retenus sont les suivants :

I-5-1. Éléments Structuraux

- Système de Contreventement (Voiles) : La structure est stabilisée par des voiles en béton armé, assurant une continuité rigide sur toute la hauteur du bâtiment pour reprendre les efforts horizontaux.
- Système de Planchers : Nous avons opté pour un type unique de plancher à corps creux pour l'ensemble des niveaux. Pour le niveau terrasse, une forme de pente est prévue afin d'assurer l'évacuation efficace des eaux pluviales.

- **Escaliers** : Ils sont de type "droits à deux volées" avec palier de repos intermédiaire, réalisés en béton armé coulé en place.
- **Ascenseur** : Un bloc ascenseur est intégré à la structure, conçu pour le transport vertical des usagers et du matériel, conformément aux normes de sécurité.

I-5-2. Enveloppe et Maçonnerie

- **Murs Extérieurs (Façades)** : Réalisés en double paroi pour une isolation thermique et acoustique optimale :
 - Paroi externe : Briques creuses de 15 cm.
 - Lamé d'air : 5 cm (rupture de pont thermique).
 - Paroi interne : Briques creuses de 10 cm.
- **Cloisons Intérieures** : Murs de séparation en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- **Acrotère** : Un élément en béton armé de 50 cm de hauteur est prévu en périphérie de la terrasse pour assurer la protection des personnes et la remontée d'étanchéité.

En construction parasismique, la maçonnerie est considérée comme un élément non structurant. Elle ne doit pas reprendre les charges sismiques (rôle dévolu aux portiques et aux voiles en béton armé), mais elle doit y résister sans s'effondrer.

L'enveloppe protège la structure en béton armé des agressions climatiques (pluie, variations de température).

I-5-3. Revêtements et Finitions

Le bâtiment bénéficie de plusieurs types de finitions selon l'emplacement:

- Enduits : Mortier de ciment pour les parois extérieures et les façades, et enduit au plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Sols : Revêtement en carrelage pour les surfaces habitables et les marches d'escaliers.
- Protection : La terrasse est traitée avec un complexe d'étanchéité multicouche et une isolation thermique.

I-6- Présentation des plans :

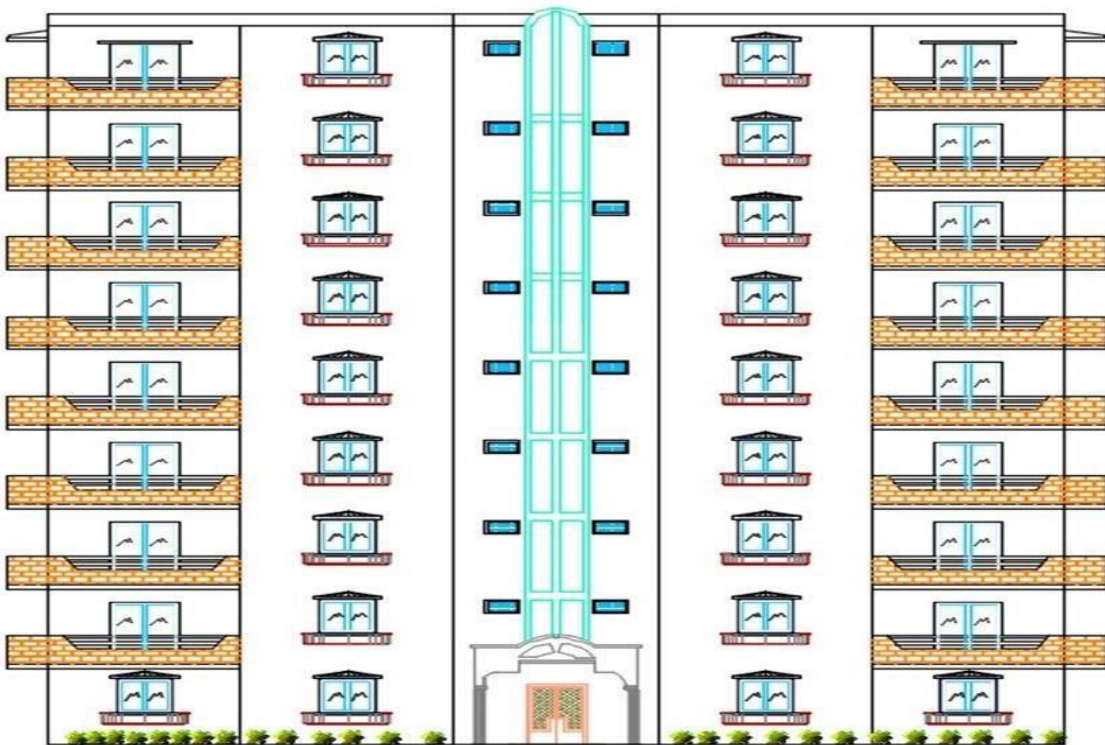


Figure (I-3) : Façade principale du bâtiment.

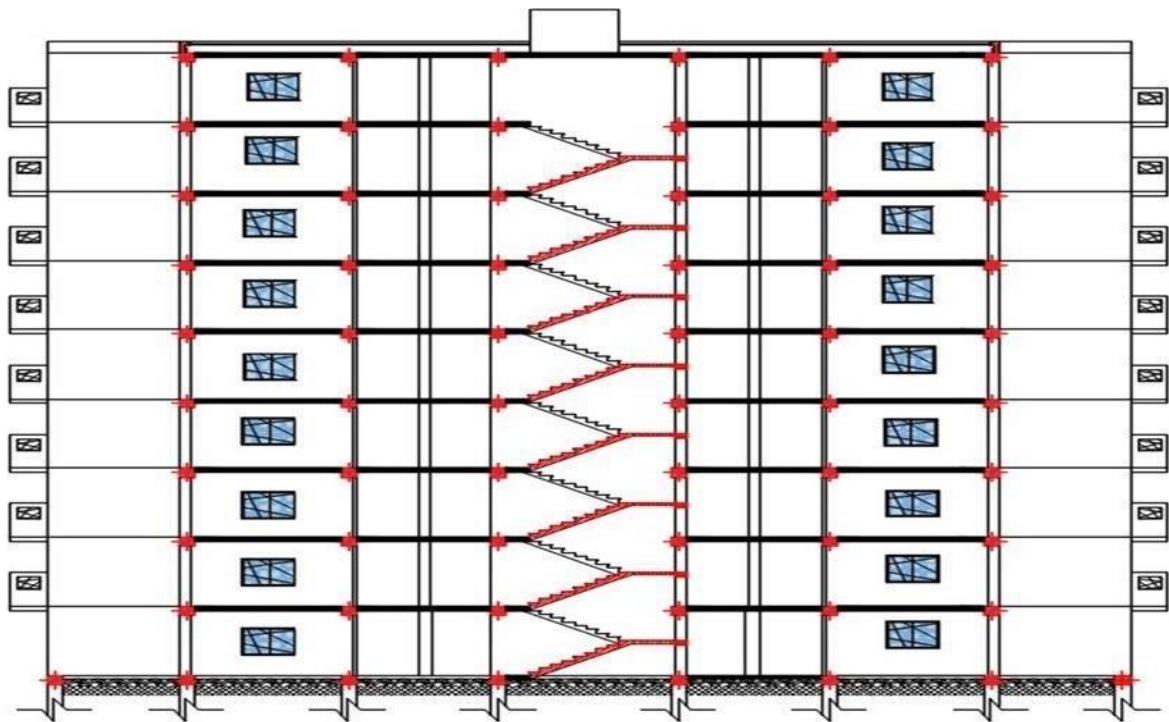


Figure (I-4) : Plan en élévation.

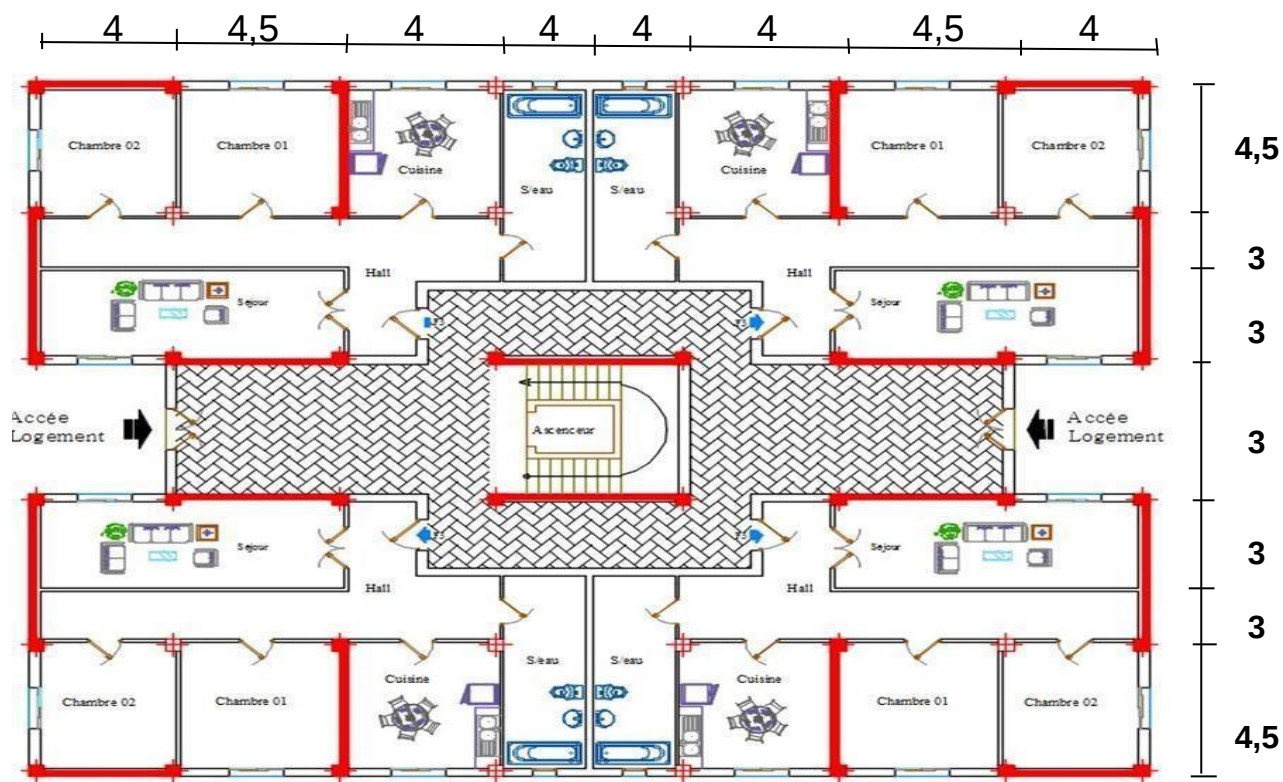


Figure (I-5) : Plan RDC.

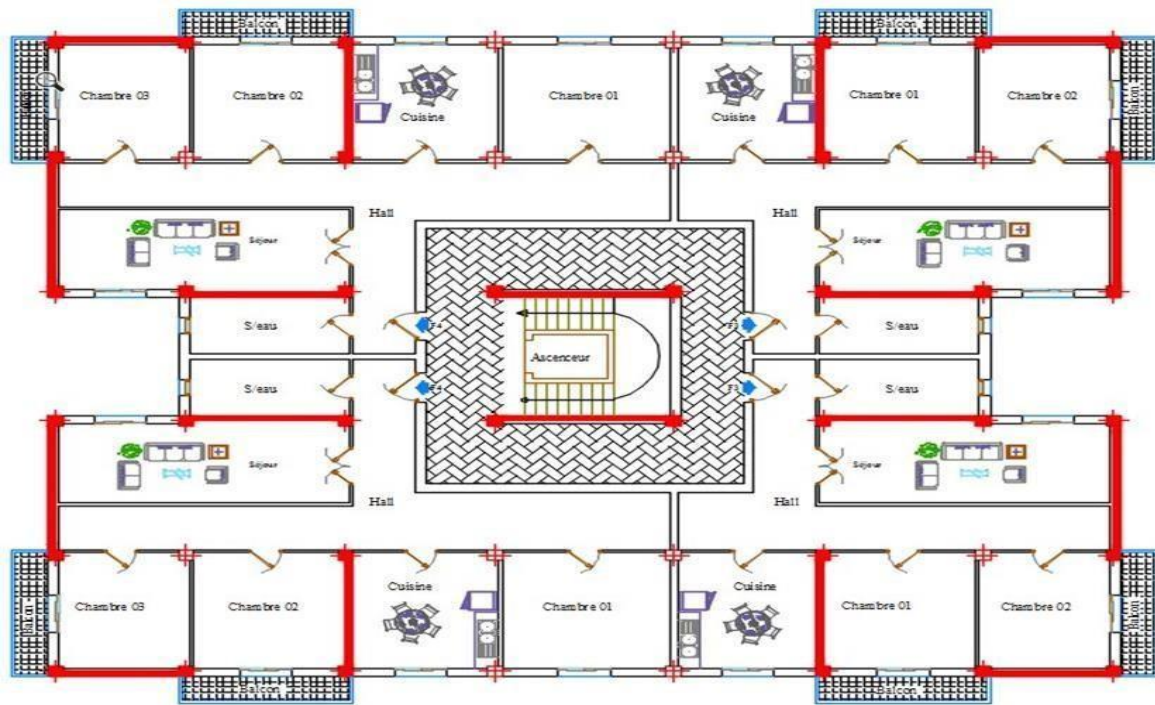


Figure (I-6) : Plan étage courant.

I-7- Règlements et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA /version 2024. (Règlement Parasismique Algérien).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99. (Béton Armé Aux Etats Limites).

I-8- Hypothèses de calcul et États Limites :

Le dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment est fondé sur la théorie des États Limites, conformément aux prescriptions du BAEL 91 modifié 99 Dans notre projet , le chapitre ou la section sur les Hypothèses de calcul et États Limites constitue la base réglementaire de tout votre travail de dimensionnement. C'est ici que vous définissez le cadre légal et technique (BAEL, RPA, CBA) qui régit le calcul des éléments structuraux

I-8-1. L'État Limite Ultime (E.L.U)

L'E.L.U correspond au seuil maximal de sécurité au-delà duquel la stabilité de l'ouvrage est compromise, pouvant entraîner sa ruine totale ou partielle. Les vérifications portent sur trois critères essentiels :

- **Équilibre statique** : S'assurer que la structure ne subit aucun renversement, basculement ou glissement sous l'effet des actions extérieures.
- **Résistance structurelle** : Garantir que les sollicitations internes (moment fléchissant, effort tranchant, effort normal) ne dépassent pas la capacité résistante des sections de béton et d'acier.
- **Stabilité de forme** : Prévenir les phénomènes d'instabilité élastique, notamment le flambement pour les poteaux et les voiles élancés.

I-8-2. L'État Limite de Service (E.L.S)

L'E.L.S définit les conditions de fonctionnement normal du bâtiment en termes de confort et de durabilité. Contrairement à l'ELU, il ne s'agit pas ici de risque de rupture, mais de la préservation de l'aspect et de l'usage de l'édifice à travers :

- **Limitation des contraintes de compression** : Contrôler la compression du béton sous charges de service pour éviter toute dégradation prématurée.
- **Contrôle de la fissuration** : Limiter l'ouverture des fissures pour protéger les armatures contre la corrosion, garantissant ainsi la pérennité de la structure (notamment dans les zones humides).
- **Limitation des déformations (Flèches)** : Vérifier que les flèches des planchers et des poutres restent inférieures aux seuils admissibles, afin d'éviter tout désordre dans les cloisons ou inconfort visuel pour les usagers.

L'État Limite de Service (ELS) est une section essentielle de vos hypothèses de calcul. Contrairement à l'ELU qui gère la sécurité et la résistance ultime avant effondrement, l'ELS vérifie le comportement du bâtiment en **conditions normales d'exploitation, de durabilité et de confort pour les usagers**.

I-9- Combinaisons d'actions (Selon RPA 2024 et BAEL91/99)

Le dimensionnement des éléments structuraux est conduit en utilisant les combinaisons d'actions les plus défavorables. Le RPA 2024 introduit une approche actualisée pour la sécurité parasismique.

I-9-1. Combinaisons de calcul :

Les sollicitations de calcul sont déterminées selon les situations suivantes :

1. Situations durables et transitoires (Régime statique - BAEL)

Ces combinaisons traitent les charges gravitationnelles hors séisme :

À l'État Limite Ultime (E.L.U) : $1,35 G + 1,5 Q$ À l'État

Limite de Service (E.L.S) : $G + Q$

2. Situations accidentelles (Régime sismique - RPA 2024)

Conformément aux principes du calcul aux États Limites, l'action sismique est définie comme une action accidentelle en raison de sa probabilité d'occurrence et de sa brève durée. Elle s'exerce de manière tridimensionnelle à travers trois composantes simultanées :

- Composantes Horizontales (E_x, E_y) : Agissent suivant les deux axes orthogonaux du plan de la structure. Elles sont les principales responsables des efforts de cisaillement et de torsion.
- Composante Verticale (E_z) : Agit suivant l'axe gravitationnel. Elle est particulièrement dimensionnante pour les éléments en console et les poutres de grande portée.

2-a) Composantes horizontales de l'action sismique :

- $G + \psi \cdot Q + E1$
- $G + \psi \cdot Q + E2$

où:

- G: charges permanentes
- Q: charges d'exploitation, non pondérées
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

et :

- $E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$
- $E2 = \pm 0.3 Ex \pm Ey$

2-b) Composante verticale de l'action sismique :

Critères de prise en compte de la composante verticale (Ez) L'influence du séisme vertical est obligatoire si l'accélération de zone pondérée dépasse un certain seuil ($A_v \parallel g > 0,25 g$) pour les éléments spécifiques suivants

- ✚ Grandes portées : Éléments horizontaux dont la portée est supérieure ou égale à 15 m.
- ✚ Porte-à-faux importants : Consoles (balcons, auvents) d'une longueur supérieure à 2,00 m.
- ✚ Techniques spéciales : Éléments en béton précontraint.
- ✚ Transfert de charges : Poutres maîtresses supportant des poteaux (reprise de charge).
- ✚ Isolation vibratoire : Structures équipées d'appuis parasismiques (isolateurs).

Dans le cas de la composante verticale, les combinaisons d'actions suivantes doivent être utilisées :

$G + \psi \cdot Q + E3$

$G + \psi \cdot Q + E4$

$G + \psi \cdot Q + E5$

où:

E3, E4 et E5 représentent la combinaison des composantes, horizontales (E_x , E_y) et la composante verticale (E_z), définies par :

$E3 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$

$E4 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \pm 0.3 E_z$

$E5 = \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y \pm E_z$

I-10- Caractéristiques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier. Le béton et l'acier se partagent le travail selon leurs forces respectives :

- ❖ **Le béton** : Il excelle pour supporter la compression (l'écrasement). En revanche, il est très fragile face à la traction.
- ❖ **L'acier** : Les armatures (ou barres de fer) sont placées au cœur du béton pour reprendre les efforts de traction et de flexion



I-10-1- Caractéristiques mécaniques du Béton :

Résistance du béton à la compression

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28}$$

La valeur de est conventionnellement prise à f_{c28} pour $28 < j < 60$ jours. Pour les grandes valeurs de « j », on a sensiblement $= 1,1 f_{c28}$.

✚ Résistance du béton à la traction

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \sqrt{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Cette formule est valable pour $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

✚ Module de déformation longitudinale du béton

Ils existent deux modules de déformation

a) Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'où } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b) Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'où } E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

✚ Coefficient de Poisson

$$\nu = \frac{\left(\frac{\Delta d}{d}\right)}{\left(\frac{\Delta L}{L}\right)}$$

$(\Delta L / L)$: Déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: Déformation relative longitudinale.

État de calcul	Valeur de ν	État du béton	Utilisation principale
ELS (Service)	0,2	Non fissuré	Calcul des déformations (flèches, confort).
ELU (Ultime)	0	Fissuré	Calcul des sollicitations (ferrailage, sécurité).

Tableau(I-1) : Le Coefficient de Poisson (ν)

Contraintes limites

a) L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : coefficient de sécurité du béton 1.5 Pour les combinaisons fondamentales
1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action.

Durée d'application (t)	Valeur de θ	Type de charge (Exemple)
$t > 24h$	1	Charges permanentes (Poids propre)
$1h < t < 24h$	0,9	Charges de chantier ou climatiques
$t < 1h$	0,85	Chocs, séismes ou charges accidentelles

Tableau (I-2) : Valeur de θ

b) L'ELS :

Est donné par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$

Dans notre projet : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

c) Contrainte ultime de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant.
- b, d : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas :

Type de Fissuration	Valeur Limite de τ_u
Peu nuisible (peu préju)	$\min (0,20 * f_{c28} ; 5 \{ \text{MPa} \})$
Préjudiciable / Très préjudiciable	$\min (0,15 * f_{c28} ; 4 \{ \text{MPa} \})$

Tableau (I-3) : valeur type de fissuration

I-10-2- Caractéristiques mécaniques d'acier :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètres (mm)	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
R.L	Armatures Transversales	Fe E235	$\varnothing < 10$	FeE =22 ($f_e=215 \text{ MPa}$) FeE =24 ($f_e=235 \text{ MPa}$)	Es = $2,1.10^5 \text{ MPa}$
Barre HA	Armatures Longitudinales	Fe E400	$\varnothing > 10$	$f_e = 400 \text{ MPa}$	
Treilles soudés	Eléments plans	TLE 520	$\varnothing < 6$	$f_e = 520 \text{ MPa}$	

Tableau (I-4) : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Contrainte limite de l'acier :

Type de Fissuration	Contrainte Admissible σ_{st}
Peu nuisible	Pas de vérification spécifique
Préjudiciable	Min (2/3 f_e ; 110 $\sqrt{\eta \cdot f_t}$) (MPa)
Très préjudiciable	Min (1/2 f_e ; 90. $\sqrt{\eta \cdot f_t}$) (MPa)

Tableau (I-5) : contrainte Admissible des types fissuration

η : coefficient de fissuration.

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

Coefficient d'équivalence :

$$N = \frac{E_S}{E_B} \text{ (est pris conventionnellement } n=15\text{)}$$

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport entre : module de déformation de l'acier et module de déformation du béton .

Conclusion:

En conclusion, ce chapitre a permis de définir le cadre normatif et technique de notre projet. Nous avons exposé les règlements de calcul en vigueur (BAEL 91 mod 99 / RPA 2024) ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier) adoptées pour le dimensionnement. Ces paramètres constituent la base fondamentale pour les calculs de structure à l'ELU et à l'ELS qui seront développés dans les chapitres suivants. "

CHAPITRE II

Descente des charges et prédimensionnement

II-1-Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA 2024 et B.A.E.L 91

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales et horizontales

II-2-Evaluation des charges :

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes et les charges d'exploitations. sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.22** o G : charges permanentes. o Q : charges d'exploitations

II-2-1- Plancher étage courant :

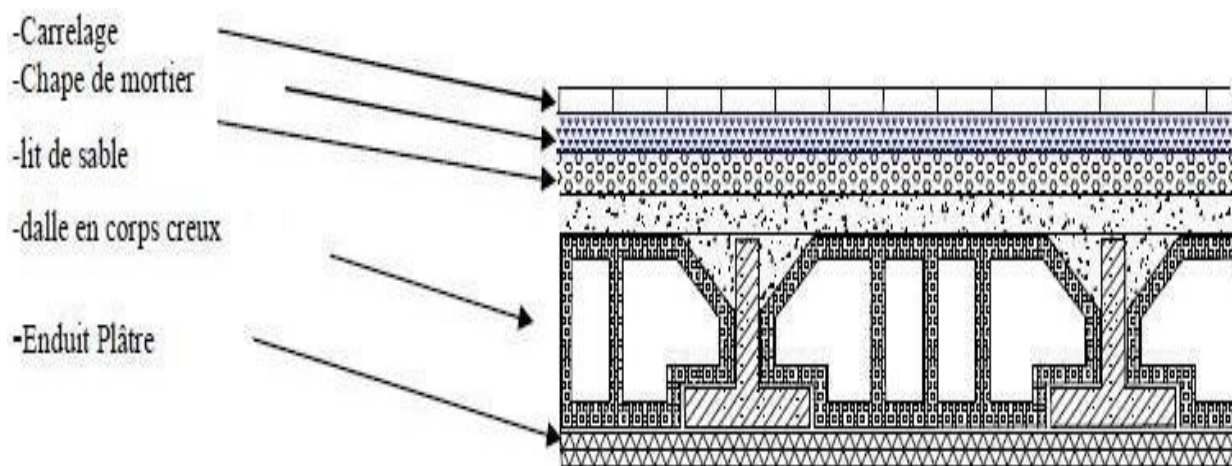


Figure (II-1) : Plancher étage courant.

Désignation des l'éléments	Epaisseur (cm)	Poids surface (KN/m ²)	Pois volumique (KN/m ³)
1. Cloisons 15cm	10	1	10
2-Carrelage	2	0,44	22
3-Mortier de pose	2	0.4	20
4- Lit de sable fin	3	0.54	18
5-Plancher (corps creux)	21	2,94	14
6-Enduit sous plafond (enduit plâtre)	1,5	0,15	10
G		5.47	
Q		1.5	

Tableau (II.1) : Evaluation de charges plancher étage courant.

II-2-2- Plancher étage RDC :

Désignation des l'éléments	Epaisseur (cm)	Poids surface (KN/m ²)	Pois volumique (KN/m ³)
Carrelage	2	0,44	22
Mortier de pose	2	0.4	20
Lit de sable fin	3	0.54	18
Plancher corps creux	21	2,94	14
Enduits sous plafond((enduiten plâtre)	10	0.9	10

Parois en briques creux de 10cm	1,5	0,15	9
G	5.37		
Q	1.5		

Tableau (II.2) : Evaluation de charges plancher étage RDC

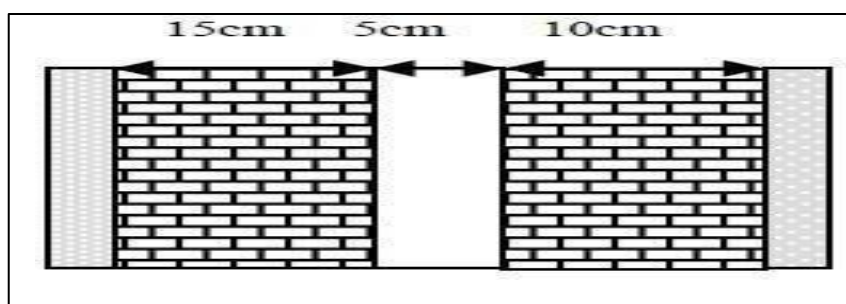
II-2-3- Murs extérieurs :

Figure (II-2) : Murs extérieurs .

Epaisseur (cm)	G	Poids volumique (KN/m3)
30	2,6	8,66

Tableau (II-3) : Evaluation de charges murs extérieurs.

II-2-4- Les escaliers :

* Charges et surcharges selon le DTR (B.C2.2) :

a-Palier :

Désignation	Ep (m)	Masse volumiques (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Carrelage (Granito)	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Couche de sable	0,02	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Total : G			5.15
Total: Q			2,5

Tableau (II-4) : Charges et surcharges du palier

b-paillasse :

Désignation	Ep (m)	Masse volumique s (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
carrelage(Granito) sur marche	0,02	22	0,44
carrelage(Granito) sur contre marche	$0.02. \frac{0.17}{0.3}$	22	0.25
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Mortier de pose vertical	$0.02. \frac{0.17}{0.3}$	20	0.23
Poids propre de la paillasse	$0,15/\cos\alpha$	25	4.47
Poids des marches/contre marche	$0,17/2$	25	2.13
Enduit en plâtre	$0,02/\cos \alpha$	10	0,23
Total : G			8.15
Total: Q			2,5

Tableau (II-5) : charges et surcharges de la paillasse

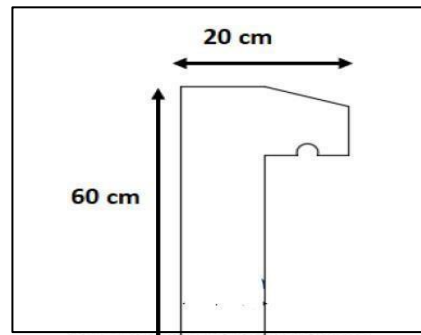
II-2-5- Acrotère :

Figure (II-3) : Acrotère

$$o \text{ } S = (0.6 \times 0.15) + (0.1 \times 0.1) + \frac{(0.1 \times 0.1)}{2} = 0.105 \text{ m}^2$$

$$o \text{ } G = 0.105 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

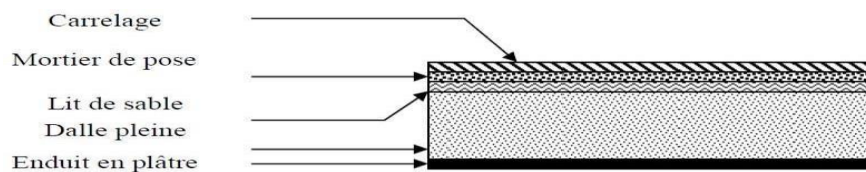
II-2-6-Balcon :

Figure (II-4) :Balcon

	Epaisseur E	Masse volumique ρ	Charge permanente G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle pleine	12	25	3
Enduit de ciment	2	18	0.36
		G	4.9
		Q	3.5

Tableau (II-6) : Evaluation de charges balcon.

II-3--Prédimensionnement :

II-3-1-Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA2024 et du BAEL91modifiées99.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II-3-2-Pré dimensionnement Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction. Nous avons deux types de poutres :

II-3-2-1-Les poutres principales :

La condition de la flèche d'aprèsBAEL91est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_p \leq \frac{l}{10} \rightarrow \text{Dans notre cas, on a } L = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{15} \leq h_p \leq \frac{450}{10} \rightarrow 30 \leq h_p \leq 45 \rightarrow h_p = 40 \text{ cm}$$

$B \geq 25 \text{ cm}$ on prend $b=30 \text{ cm}$

D'après Condition de portée (BAEL 91) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$h/b = 1.33 \leq 4$$

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

II-3-2-2- Les poutres secondaire :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow \text{Dans notre cas, on a } L = 430 \text{ cm}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \rightarrow 28,6 \leq h \leq 43 \rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$B \geq 30 \text{ cm} \text{ on prend } b=30\text{cm}$$

D'après Condition de portée (BAEL 91) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 25\text{cm}$$

$$h/b = 1.16 \leq 4$$

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

II-3-3-Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en T. Ses dimensions sont comme suite :

h_t : La hauteur total du plancher $h_t = 21 \text{ cm}$

L_0 : La distance entre deux parements voisins de deux Poutrelles (65 – 12)

$$L_0=53\text{cm}$$

L : la longueur de la plus grande travée $L = 450 \text{ cm}$

b_0 : largeur de la nervure $0,4 \times h_t \leq b_0 \leq 0,8 \times h_t \rightarrow 8.4 \leq b_0 \leq 16.8$

$$b_0 = 12\text{cm}$$

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression $\rightarrow h_0 = 5 \text{ cm}$

b : Largeur de la dalle de compression $\rightarrow b = 2. b_1 + b_0$

$$b_1 = \min \left(\frac{L_0}{2} ; \frac{L}{2} \right) \rightarrow b_1 = \min (26,5 ; 45,5) \rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2. b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 \text{ cm.} \rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

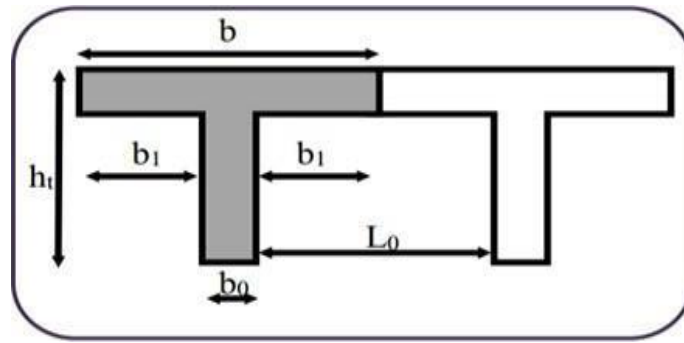


Figure (II-5) : Schéma d'une poutrelle

II-3-4-Pré dimensionnement des voiles de contreventement :

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon RPA2024 . Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les éléments de contreventements satisfaisants la condition suivante :

$$L_w = \max(h_e/3; 4b_w; 1)$$

$$h_e = 3.06\text{m}$$

avec :

- **lw** : longueur du voile
- **bw** : l'épaisseur maximal doit respecter
 - **lw** = max (1.02 ; 0.80 ; 1m) → on prend lw = 1.5m
 - **bw** = max (15cm ; $h_e/20$)
 - **He** = 3.06m → $3.06/20 = 0.153$ → donc on prend bw=20 cm

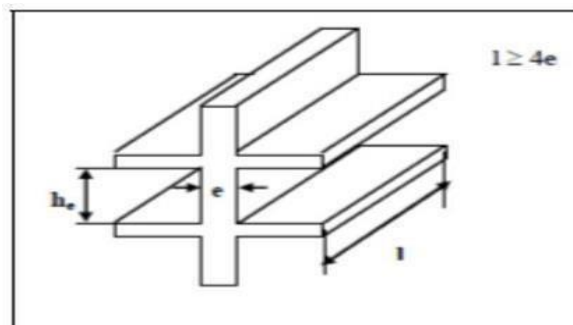


Figure (II-6) : coupe de voile en élévation

II-3-5-Pré dimensionnement des planchers :

II-3-5-1-Planchers à Corps Creux :

➤ Condition de flèche : BAEL91.

$$Ht \geq \frac{L}{22.5} \rightarrow ht \geq \frac{4.5}{22.5} \rightarrow ht \geq 0,2 \text{ m}$$

(Distance maximal entre nus-d'appui)

- **(Ht)** : Épaisseur totale du plancher (corps creux + dalle de compression).
- **(L)** : Portée maximale entre nus des appuis.

Donc notre choix se base sur la disponibilité du matériau par rapport le marché Local :

On adopte un plancher de : **ht = 21cm**

Corps creux (Hourdis) = 16 cm

Dalle de compression = 5cm

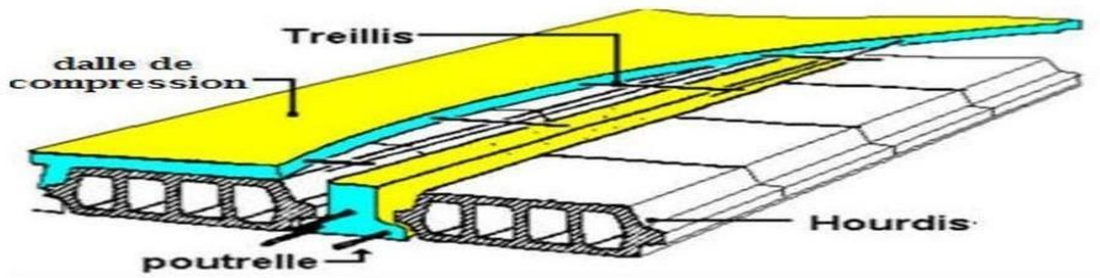


Figure (II-7) : schéma du plancher en corps creux

II-3-5-2-Planchers à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine qu'on a adoptée est de : $e = 15 \text{ cm}$

II-3-6-Pré dimensionnement des poteaux :

➤ **Surface poteaux plus sollicités :**

$$S = (2 \times 3.1) + (2 \times 1.50) + (2 \times 3.1) + (2 \times 1.50)$$

$$s = 18.4 m^2$$

: Surface supportée par le poteau le plus défavorable.

$Nu = S \times Q \times n$ On suppose que la charge moyenne répartie est de

$$Q = 1 t/m^2 = 0.01 MN/m^2$$

n : Le nombre d'étage/plancher.

Poteaux de RDC ($n=9$) :

$$Nu = 18.4 \times 0.01 \times 9$$

$$Nu = 1.656 MN \Rightarrow \text{Section réduite de béton}$$

Pour un poteau rectangulaire : $Br = (a - 0,02) (a - 0,02) m^2$

$$Br \geq \frac{B \cdot NU}{\frac{f_{bc}}{9} + 0.85 \cdot \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s \cdot Br}} \Rightarrow \text{On prend : } A/Br = 1\%$$

Avec :

- $f_e = 400 MPa$
- $f_{bc} = 14.17 MPa$
- $\gamma_s = 1,15$
- $\gamma_b = 1,5$
- $f_{c28} = 25 MPa$

Coefficient de l'élancement λ des poteaux :

- $\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2$ **Si** $\lambda < 50$
- $\beta = 0.85 (\lambda/100)$ **Si** $50 < \lambda < 70$

D'après **BAEL91 modifiées 99** il est préférable de prendre $\lambda = 35$.

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2 .$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = \frac{0.8525}{1.5} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$Br \geq \frac{1.2 \cdot 1.656}{0.6} + 0.85 \cdot \frac{400}{1.5 \cdot 100} \Rightarrow Br = 0.1103 \text{ m}$$

$$\text{Plus que : } Br = (a - 0.02)(b - 0.02) =$$

$$0.1103 \text{ m}^2 \quad \text{On prend } a=35\text{cm. } Br=(0.35-$$

$$0.02) \cdot (b-0.02) \quad b \geq 0.354 \text{ m} \quad \text{donc on prend } b=40\text{cm}$$

➤ **D'après RPA99 version 2024 :**

On a à la zone IV

On prend La plus faible section (40 × 40)

On a zone IV : $\min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$

$$\min(35, 40) = 35 \geq 25 \text{ cm} \rightarrow CV$$

$$(A \times B) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$$

Vérification de la ductilité :

Formule

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot F_{c28}}$$

- Nd : Effort normal de compression maximal issu des combinaisons sismiques).
- Bc : Section brute de béton du poteau .
- fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton utilisé

Limites RPA 2024 :

V ≤ 0,30 : C'est la limite standard pour garantir un comportement ductile.

CHAPITRE III

Etude des planchers

III-1-Introduction :

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux séparant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils servent de support aux revêtements de sol et remplissent deux fonctions essentielles :

- *Résistance mécanique : les planchers supportant leur poids propre et surcharge.*
- *Isolation et confort : ils isolent thermique et acoustiquement les différentes étages*

Plancher = poutrelle+ corps creux dalle de compression

Dans notre projet, nous utilisons un système de plancher à corps creux d'une épaisseur totale de 21 cm (16+5)

III-2-Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges aux poutres principales.

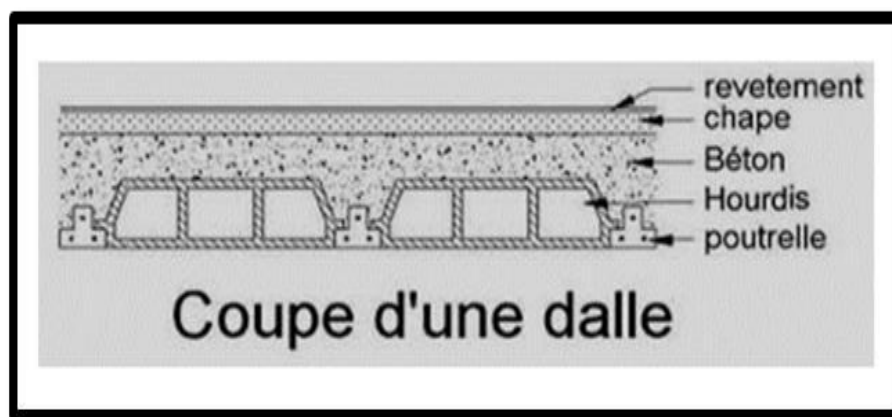


Figure (III -1) : Coupe transversale du plancher

- **Hauteur totale (h_t) :** 21 cm
- **Épaisseur de la dalle de compression (h_0) :** 5 cm
- **Largeur de la nervure / poutrelle (b_0) :** 12 cm

III-3-Etude du plancher à corps creux :

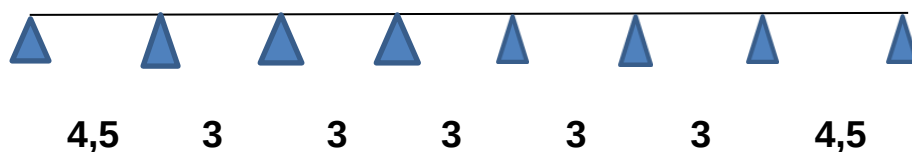
III-3-1-Méthodes de Détermination des Sollicitations :

Méthode	Utilisation recommandée
Forfaitaire	Bâtiments d'habitation ou bureaux
Caquot	Bâtiments industriels ou stockages.
3 Moments	Analyse théorique RDM pure.

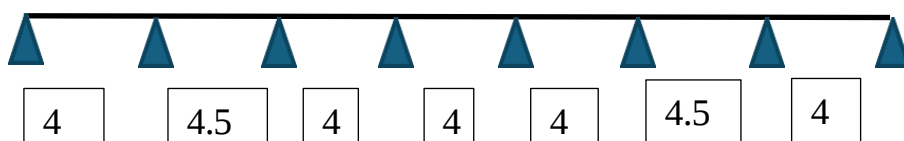
Tableau(III-1) : comparatif des méthodes de calcul selon le BAEL 91

Notre projet comporte plusieurs types de poutrelles, donc il est courant de choisir une méthode de calcul qui soit adaptée à la diversité des poutrelles, de cet effet nous avons choisi pour le calcul de ferrailage un Moment maximal au niveau du travée combiné avec un moment maximal au niveau des appuis pour l'ensemble des poutrelles

- **Type 1 :**



- **Type 2 :**



III-3-2- Vérification de la Méthode Forfaitaire :

Condition	État de ton projet	Validation
1. Charge Q	$Q = 1,5 \text{ le max}(2G, 5)$	Validée 
2. Inertie	Constante	Validée 
3. Portées	Rapport entre 0,8 et 1,25	Validée 
4. Fissuration	P.Préjudiciable (FPP)	Validée 

Tableau (III-2) : vérification de la méthode forfaitaire

Conformément aux règles du BAEL 91 (Art. B.6.2), l'utilisation de la méthode forfaitaire pour le calcul des moments fléchissants dans les éléments fléchis continus (tels que nos poutrelles) est conditionnée par le respect de quatre critères réglementaires.

- ✚ On adopte pour **Méthode forfaitaire**, pour évaluer les moments et les efforts tranchant

III-3-3-Calcul des charges et surcharges des poutrelles:

Niveau	(KN/m^2) G	(KN/m^2) Q	(m) b	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml) $q_u = b \times (1,35 G + 1,5 Q)$	ELS (KN/ml) $q_s = b \times (G + Q)$
RDC					
Terrasse inaccessible	6,47	1	0,65	6,6524	4,855
Etage courant	5,37	1.5	0,65	6,17	4,47

Tableau(III-3) : Evaluation des charges

III-3-4- calculs des moments :

Calcul du Moment Isostatique de Référence (M_0) :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

État Limite	Travée 01 (M01)	Travée 02 (M02)	Unité
(Ultime)	12,34	15,61	kN\m
(Service)	8,88	11,31	kN\m

Tableau (III-4) : Resultats moment isostatique

Sachant que :

- $M_{01} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{07}$
- $M_{02} = M_{06}$

Moments sur appuis :

- **Détermination des Moments sur Appuis A L'ELU**

Les moments sur appuis de continuité sont calculés en prenant des fractions forfaitaires du moment maximal M_0 de la travée considérée. le moment fléchissant maximum de la travée de référence (considérée comme indépendante sur deux appuis simples).

Position de l'appui	Type de l'appui	Moment (Formule) KN/M
Appuis de rive	Appuis extrêmes	$0,2 M_{01} = 0,2 M_{07} = 2,46$
Appuis intermédiaires	Poutre à plus de deux travées	$0,50 M_{02} = 0,5 M_{06} = 7,805$
Appuis centraux	Poutre à plus de trois travées	$0,40 M_{03} = 0,4 M_{04} = 0,4 M_{05} = 4,936$

Tableau (III-5) : résultats moments sur appuis à l'elu

Détermination des Moments sur Appuis A L'ELS

À l'État Limite de Service (ELS), la détermination des moments sur appuis et en travée suit exactement la même logique de répartition que celle définie à l'ELU par la méthode forfaitaire (ou la méthode de Caquot). La seule différence réside dans la nature de la charge de calcul, qui n'est plus pondérée.

Position de l'appui	Moment (Formule) KN/M
Appuis de rive	$0,2 M_{01} = 0,2 M_{07} = 1,776$
Appuis intermédiaires	$0,50 M_{02} = 0,5 M_{06} = 5,655$
Appuis centraux	$0,40 M_{03} = 0,4 M_{04} = 0,4 M_{05} = 3,552$

Tableau (III-6) : position de l'appui

		ELU		ELS	
Les moments	Les appuis	M_0 (kn.m)	M_a (kn.m)	M_0	M_a
1	rive	10,47	2,47	8,88	1,78
2	intermédiaire	13,59	G = 7,81 D = 4,94	11,31	G = 5,66 D = 3,55
3	intermédiaire	10,47	G = 4,94 D = 4,94	8,88	G = 3,55 D = 3,55
4	intermédiaire	10,47	G = 4,94 D = 4,94	8,88	G = 3,55 D = 3,55
5	intermédiaire	10,47	G = 4,94 D = 4,94	8,88	G = 3,55 D = 3,55
6	intermédiaire	13,59	G = 4,94 D = 7,81	11,31	G = 3,55 D = 5,66
7	rive	10,47	2,47	8,88	1,78

Tableau (III-7) : résultats des moments a l'els

- Moments en Travée

Détermination Moments en Travée A L'ELU (Mt) :

Travé de rive : $MT \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

Travé intermédiaire : $MT \geq \frac{1+0,3\alpha}{2}$

$$M_T + \frac{MG+MD}{2} \geq \max((1 + 0.3 \alpha) \times M_0); (1.05 \times M_0))$$

Travé1 :

$\alpha = 0,22$ $M_{01} = 12.34 \text{ KN.m}$

$$MT \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,22}{2} \times 12.34 = 7.81$$

$$7.81 \frac{2,47+7,81}{2} = 12.94 \geq \max((1 + 0.3 \times 0.22) \times 12.34) = 13.15); (1.05 \times 12.34 = 12.95) \text{ C N V}$$

Enprend : $MT = 8.2 \text{ KN.m}$

Travé2 :

$A = 0,22$ $M_{02} = 15.61 \text{ KN.m}$

$$MT \geq \frac{1+0,3 \times 0,22}{2} \times 15.61 = 8.33$$

$$8.33 \frac{4,94+4,94}{2} = 11.50 \geq \max((1 + 0.3 \times 0.22) \times 12.34) = 13.15) \text{ C N V}$$

En prend : $MT = 8.5 \text{ KN.m}$

Travé3 :

$\alpha = 0,22$ $M_{01} = 16.87 \text{ KN.m}$

$$MT \geq \frac{1+0,3 \times 0,22}{2} \times 12.34 = 6.57$$

$$6.57 \frac{4,7+7,81}{2} = 12.94 \geq \max((1 + 0.3 \times 0.22) \times 12.34) = 13.15); (1.05 \times 12.34 = 12.95) \text{ C N V}$$

En prend : $M_T = 8.2 \text{ KN.m}$

D'après les calculs :

Travé3=travé4=travé5 $\rightarrow M_T = 8.5 \text{ KN.m}$

Travé2=travé6 $\rightarrow M_T = 10.5 \text{ KN.m}$

Travé1=travé7 $\rightarrow M_T = 8.2 \text{ KN.m}$

Détermination Moments en Travée A L'ELS(M_t) :

$M_{T1} = 5.8 \text{ KN.m}$

$M_{T2} = M_{T6} = 7.5 \text{ KN.m}$

$M_{T3} = M_{T4} = M_{T5} = 6 \text{ KN.m}$

$M_{T7} = 5.62 \text{ KN.m}$

➤ Calcul ferailage à l'ELU (flexion simple) :

$H = 0.21 \text{ m}$ $b = 65 \text{ cm}$ $b_0 = 12 \text{ cm}$ $h_0 = 5 \text{ cm}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $d = 0.9 \times H = 0.189 \text{ m}$

moment en appuis maximal = 7.805 KN.m

moment sur travé maximal = 10.5 KN.m

➤ Sur travé :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times (0.189 - 0.025) = 0.0755 \text{ Mn.m}$$

$M_u < M_t$ **donc** section rectanngulaire

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.0105}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.17} = 0.032 < \mu_r = 0.0392 \text{ **donc** simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right)$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.04$$

$$Z = 0.189(1 - 0.4 \cdot 0.032) = 0.186\text{m}$$

$$A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826\text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0.0105}{0.186 \cdot 347.826} = 1.62\text{cm}^2$$

D'après les tableaux de section on prend comme choix : **2T12 = 2,26cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = 2.1$$

$$A_{st} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.189 \cdot \frac{2.1}{40} = 1.48\text{cm}^2$$

2.26 > 1.48 **donc condition vérifier**

➤ **En appuis:**

$M_u = 7.805\text{kn.m} < M_T$ **Donc** section rectangulaire

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{0.007805}{0.65 \cdot 0.189^2 \cdot 14.17} = 0.0237$$

$\mu_u < \mu_r = 0.0392$ donc simple armature

$$\xi = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0237})$$

$$\xi = 0.029$$

$$Z = 0.189(1 - 0.4 \cdot 0.029) = 0.186\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{0.007805}{0.186 \cdot 347.826} = 1.2\text{cm}^2$$

D'après les tableaux de section on prend comme choix : 1 T12+1 T10=1.92 cm²

Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} = 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.189 \cdot 2.1 = 1.48 \text{ cm}$$

2.26 > 1.48 donc condition vérifiée

• **Calcul ferrailage à l'ELS (flexion simple)**

- **En travée:** On prend $A_{st} = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$M_{ser} = 7.5 \text{ kN.m}$$

$$X = \frac{n \cdot (A_{st} + A_{sc}) \left(\sqrt{1 + \frac{2b(A_{st}d + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)}{b}$$

$$X = \frac{15 \times (2.26) \times \sqrt{1 + 2 \times 65 \times (18.9 \times 2.26)} - 1}{1}$$

$$X = 4.47 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \text{ donc AN dans la table}$$

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{sc}(x-d')^2 + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = 65 \frac{4.47^3}{3} + 15 \times 2.26 (18.9 - 4.47)^2$$

$$I = 0.9 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sX}}{I} = \frac{0.0075 \times 0.047}{0.9 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ M}$$

$$P A \sigma_{bc} = 3.91 < \sigma_{bc(adm)} = 15$$

condition vérifier

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot 0.0075 \cdot (0.189 - 0.0447)}{0.9 \times 10^{-4}} \leftrightarrow \sigma_{st} = 180.375 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st0} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{t28}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st0} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\sigma_{st0} = \min(266,67; 201,63) \quad \sigma_{st0} = 201,63 \text{ MPA} \quad \sigma_{st} = 180,375 < \sigma_{st0} = 201,63$$

condition vérifiée

- En appuis:**

On prend $A_{St} = 1T10 + 1T12 = 1,92 \text{ cm}^2$

$$M_{ser} = 5,655 \text{ kN.m} = 0,005655 \text{ MN.m}$$

$$X = \frac{15 \times 1,92}{65} * \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 18,9 \times 1,92}{15 \times 18,9^2}} \right) - 1$$

$$X = 0,164 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \text{ donc AN don la table}$$

$$I = \frac{b x^3 + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2}{3}$$

$$I = \frac{65 \times 0,164^3}{3} + 15 \times 2,26 (18,9 - 0,164)^2$$

$$I = 1,90 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{5,65 \times 10^{-3} \times 0,00164}{1,9 \times 10^{-4}} = 0,0487 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{bc}(\text{adm}) = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$$

$$5 \text{ MPA } \sigma_{bc} < \sigma_{BC} = 15$$

condition vérifier

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 5,65 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,00164)}{1,9 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 83,57 \text{ Mpa}$$

$$\underline{\sigma}_{st(adm)} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta} f_{t28}\right)$$

$$\underline{\sigma}_{st(adm)} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{MPa}$$

$$\underline{\sigma}_{st(adm)} = \min(266,67; 201,63) \quad \underline{\sigma}_{st(adm)} = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 83.57 < \underline{\sigma}_{st(adm)} = 201,63$$

condition vérifiée

➤ Effort tranchant (ELU):

La vérification des éléments fléchis (poutres et poutrelles) vis-à-vis de l'effort tranchant ultime (V_u) est une étape réglementaire essentielle pour prévenir toute rupture fragile par cisaillement du béton. , doit être impérativement limitée à une contrainte admissible seuil

$$T(0) = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{MD - MG}{l}$$

$$T(l) = -\frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{MD - MG}{l}$$

Travé1:

$$T(0) = \frac{6.17 \cdot 4}{2} + \frac{-7.805 - (-2.468)}{4} = 11 \text{kN}$$

$$T(l) = -\frac{6.17 \cdot 4}{2} + \frac{-7.805 - (-2.468)}{4} = -13.67 \text{KN}$$

Travé2:

$$T(0) = \frac{6.17 \cdot 4.5}{2} + \frac{-4.936 - (-7.805)}{4.5} = 14.52 \text{KN}$$

$$T(l) = -\frac{6.17 \cdot 4.5}{2} + \frac{-4.936 - (-7.805)}{4.5} = -13.24 \text{kN}$$

Travé3:

$$T(0) = \frac{6.17 \cdot 4}{2} + \frac{-4.936 - (-4.936)}{4} = 12.34 \text{ KN}$$

$$T(l) = -\frac{6.17 \cdot 4}{2} + \frac{-4.936 - (-4.936)}{4} = -12.34 \text{ KN}$$

travé4:

$$T(0) = \frac{6.17 \cdot 4}{2} + \frac{-4.936 - (-4.936)}{4} = 12.34 \text{ KN}$$

$$T(l) = -\frac{6.17 \cdot 4}{2} + \frac{-4.936 - (-4.936)}{4} = -12.34 \text{ KN}$$

travé5:

$$T(0) = \frac{6.17 \cdot 4}{2} + \frac{-4.936 - (-4.936)}{4} = 12.34 \text{ KN}$$

$$T(l) = -\frac{6.17 \cdot 4}{2} + \frac{-4.936 - (-4.936)}{4} = -12.34 \text{ KN}$$

Travé6:

$$T(0) = \frac{6.17 \cdot 4.5}{2} + \frac{-7.805 - (-4.936)}{4.5} = 13.24 \text{ KN}$$

$$T(l) = -\frac{6.17 \cdot 4.5}{2} + \frac{-7.805 - (-4.936)}{4.5} = -14.52 \text{ KN}$$

Travé7:

$$T(0) = \frac{6.17 \cdot 4}{2} + \frac{-2.468 - (-7.805)}{4} = 13.67 \text{ kN}$$

$$T(l) = -\frac{6.17 \cdot 4}{2} + \frac{-2.468 - (-7.805)}{4} = -11 \text{ KN}$$

$$T_{\text{max}} = 14.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14.52 \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot 0.189}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPA}$$

Justification du béton :

$$\alpha = 90^\circ :)a$$

1) $T_L = \min [0,15 \times f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}]$ si fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$T_L = \min [0,15 \times 25 / 1,5; 4 \text{ MPA}] \quad T_L$$

$$= \min [2,5; 4 \text{ MPA}] \quad T_L = 2,5 \text{ MPA}$$

$$T_u = 0.64 < T_L = 2,5$$

condition vérifier
Justification des armatures:

$$A_t \times 0,9 \times (f_{tE}) (\sin \alpha + \cos \alpha) - \gamma_s$$

$$S_t \leq \frac{\quad}{b_0 (T_u - 0,3 k f_{tj})}$$

$$f_{t28}' = \min (f_{t28}; 3,3 \text{ MPA}) \text{ avec}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA} \quad f_{t28}' = 2,1 \text{ MPA}$$

$K=1$ pour la flexion simple sans reprise de bétonnage $\emptyset = \text{Min}$

$$(h/35; b_0/10; \emptyset_{lmin})$$

$$\emptyset \leq \min(0,6; 1,2; 1)$$

$$\emptyset = 0,6 \text{ cm on prend } \emptyset = 6 \text{ mm} \quad A_t = 2\emptyset 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{235 \times 0,9}{0,57 \times 10^{-4} \times \frac{1}{5}} = 8.73 \text{ m}$$

$$0.12 \times (0.64 - 0.3 \times 2.1)$$

$$S_{Tmin} \geq 7 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$S_{tmax} \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \quad S_{tmax} \leq \min (0,9 \times 18,9; 40) \quad S_{tmax} \leq \min (17,01; 40)$$

$$S_{tmax} \leq 17,01 \text{ cm on prend } s_{tmax} = 17 \text{ cm}$$

$$\underline{A_t \times f_e} \geq \max((T_u/2); 0,4 \text{ MPA}) \text{ c.v}$$

$$b_0 \times s_t$$

$$A_t = 2 \emptyset 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des cadres****Réparation suivant RPA(Zone VI):****Zone nodal:**

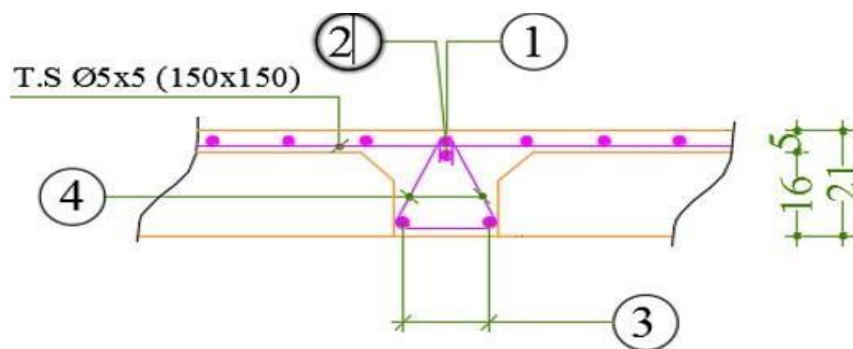
$$S' \leq (h/4; 12\phi_{Lmin}; 30cm) \text{ et } L=2h = 2 \times 21 = 42cm \quad S' \leq (21/4; 1 \times 1,2; 30)$$

$$S' \leq 5,25cm \quad \text{on prend } S'=5cm$$

Zone Courante:

$$S \leq h/2 \leftrightarrow S \leq 21/2$$

$$S \leq 10,5cm \quad \text{on prend } s=10cm \text{ avec un premier cadre disposé à } 5cm \text{ nu de l'appui}$$

Schémas du ferrailage adopté :**TABLEAU DES POUTRELLES**

NERVURE	1 filante	2 chapeau	3	Longueur des chapeaux	4	ESPACEMENT (cm)
N1	1T10	1T12	2T12	app de rive:1.50m app interm:2.60m	Ø6	10

CHAPITRE IV

Etude des elements secondaires

IV-I-L'ESCALIER

IV-1-1-Introduction :

Les escaliers sont des éléments de structure doivent être conçus avec soin pour assurer la sécurité, la fonctionnalité et la durabilité. Ils doivent respecter les normes de construction en vigueur et être adaptés à l'usage prévu ainsi qu'à l'espace disponible.

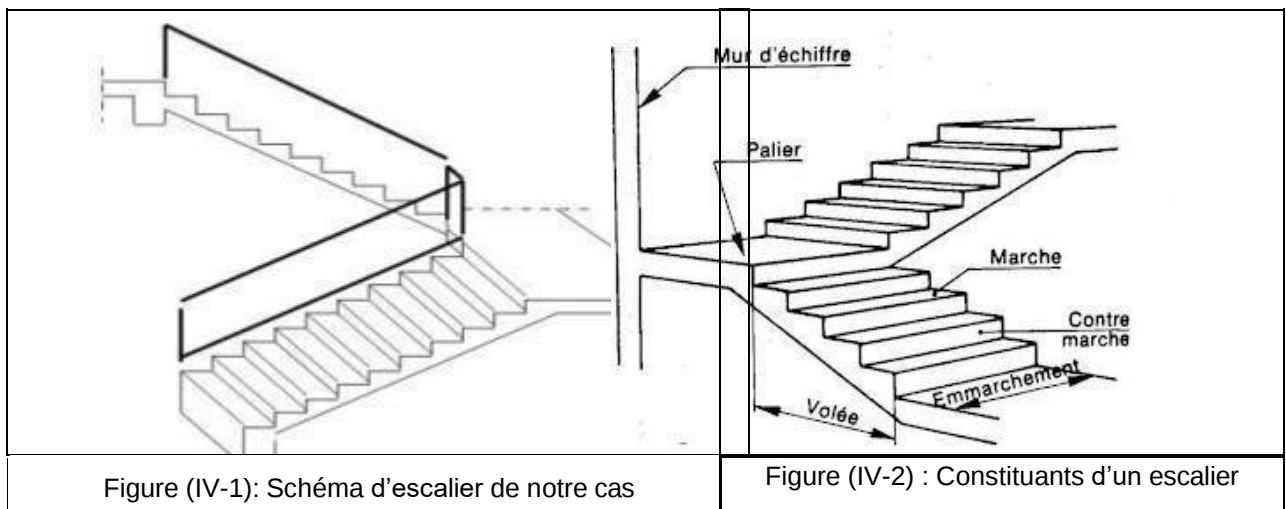


Figure (IV-1): Schéma d'escalier de notre cas

Figure (IV-2) : Constituants d'un escalier

IV-1-2-Predimensionnement des escaliers:

h : Hauteur de la contre marche.....**17 cm**

g : Largeur de la marche**30 Cm**

L : Longueur de la paillasse..... **260cm**

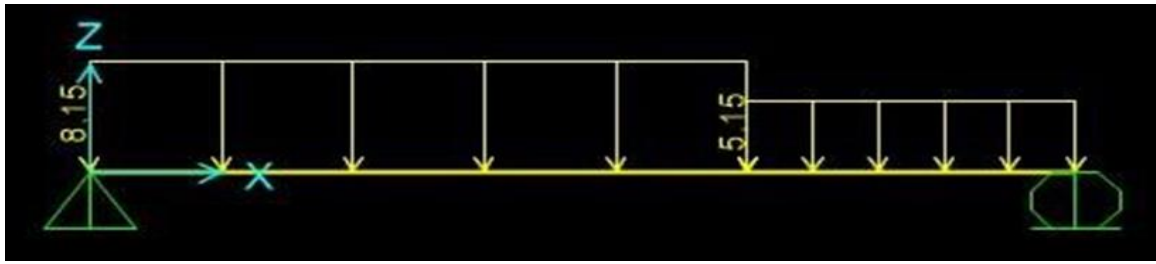
l : Largeurde la paillasse.....**100 cm**

L_t :Longueur total de la paillasse (volé + palier de repos) **340cm**

En utilisant la formule de blondel : $59cm \leq 2h + g \leq 66 cm$. On Trouve :

$59 cm \leq 2h + g = 64cm \leq 66 cm \Rightarrow$ **Condition Vérifier**

L'inclinaison des paillasses : $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{17}{30} \right) \Rightarrow \alpha = 29.5^\circ$



Figure(IV-3) : charges et surcharges de la paillasse et palier

- **epaisseur d'escalier:**

$$\frac{400}{30} \leq ep \leq \frac{400}{20}$$

$$13.33 \leq ep \leq 20$$

on prend $ep=15cm$

- **Combinaisons d'action :**

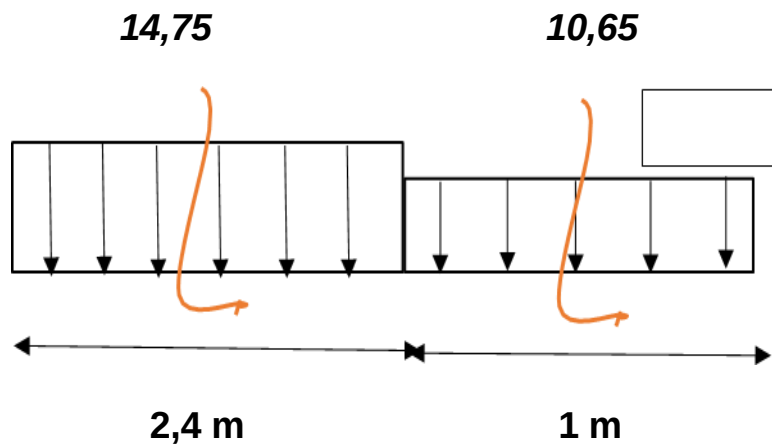
- $E.L.U = 1,35G + 1,5Q$

- $ELS = G + Q$

Combinaison d'action	Palier (KN/m)	La Paillasse (KN/m)
ELU	$1,35 \times (5,15 \times 1) + 1,5(2,5 \times 1) = 10,70$	$1,35 \times (8,15 \times 1) + 1,5(2,5 \times 1) = 14,75$
ELS	$(5,15 \times 1) + (2,5 \times 1) = 7,65$	$(8,15 \times 1) + (2,5 \times 1) = 10,65$

Tableau (IV-1) : résultats combinaison d'action

Pour votre calcul, vous devez croiser deux règlements : le CBA 93 (ou BAEL 91) pour les charges gravitationnelles et le RPA 99 (Version 2024) pour les sollicitations sismiques.

IV-1-3-Calcul les moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU :

- **Section1:** $0 \leq x \leq 2.4$

$$M_f(x) + 14.75 \cdot (x^2/2) - 24.47x = 0$$

$$M_f(x) = -7.37x^2 + 24.47x$$

$$M_f(0) = 0 \text{ kn.m}$$

$$M_f(2.4) = 16.27 \text{ kn.m}$$

$$T(x) - 14.75x + R_{ya} = 0$$

$$T(x) = 14.75x - 24.47$$

$$T(0) = -24.47 \text{ kn}$$

$$T(2.4) = 10.93 \text{ kn}$$

$$T(x) = 14.75x - 24.47$$

$$x = \frac{24.47}{14.75} = 1.65 \text{ m}$$

$$M_f(1.65) = -7.37 \cdot 1.65^2 + 24.47 \cdot 1.65 = 20.31 \text{ kn.m}$$

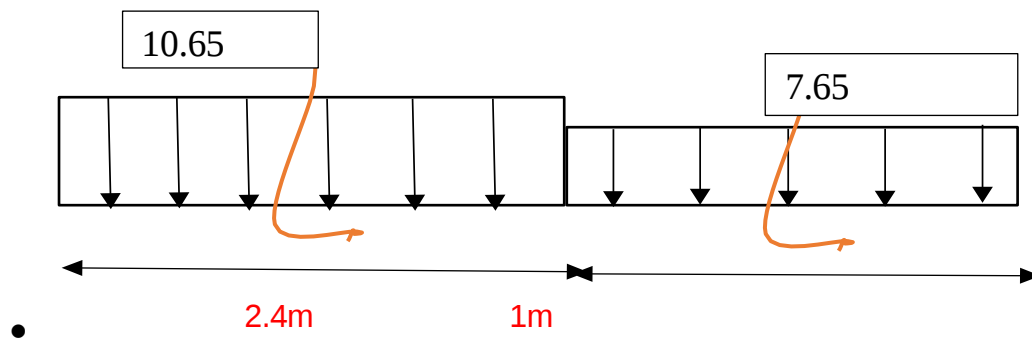
- **Section 2 :** $0 \leq x \leq 1$

$$M_f(x) = -10.7 \cdot (x^2/2) + 21.62x \quad T(x) = 21.62 - 10.7x$$

$$M_f(0) = 0 \text{ kn.m} \quad T(0) = 21.62 \text{ kn}$$

$$M_f(1) = 16.27 \text{ kn.m} \quad T(1) = 10.92 \text{ kn}$$

IV-1-4-Calcul les moments fléchissant et l'efforts tranchant à ELS:



$$\sum F_y = 0 = R_{ya} + R_{yb} - (10.65 \times 2.4) - (7.65 \times 1) = 0 \quad R_{ya} + R_{yb} = 33.21 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 = R_{yb} \times 3.4 - 7.65 \times 2.9 - (10.65 \times 2.4) \times 1.2 = 0 \quad R_{yb} = 15.54 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 = -R_{ya} \times 3.4 + (10.65 \times 2.4) \times 2.2 + 7.65 \times 0.5 = 0 \quad R_{ya} = 17.66 \text{ kN}$$

$$17.66 + 15.54 = 33.2 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

- **Section1:** $0 \leq x \leq 2.4$

$$M_f(x) = 17.66 \times x - 10.65 \times (x^2/2)$$

$$M(0) = 0 \text{ kN.m} \quad M(2.4) = 11.71 \text{ kN.m}$$

$$T(x) = -R_{ya} + 10.65 \times x$$

$$T(x) = -17.66 + 10.65 \times x \quad T(0) = -17.66 \text{ kN}$$

$$T(x) = -17.66 + 10.65 \times x$$

$$x = \frac{17.66}{10.65} = 1.65 \text{ m}$$

$$M(1.8) = 14.53 \text{ kN.m}$$

- **Section 2:** $0 \leq x \leq 1$

$$M(x) = 7.65 \cdot (x^2/2) + 15.5$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1) = 15.15 \text{ kn.m}$$

$$T(x) = 15.54 - 7.65x$$

$$T(0) = 15.54 \text{ kn}$$

$$T(1) = 7.89 \text{ kn}$$

IV-1-4-Calcul ferrailage en flexion simple:

$$h = 0.15 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \quad d = 0.135 \text{ m} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad f_e = 400 \text{ MPA} \quad F_{bc} = 14.17 \text{ MPA}$$

- Moment en appuis $M_a = 0.5 \cdot M_0$
- Moment sur travé $M_t = 0.85 \cdot M_0$

	M0 (kn.m)	Ma(kn.m)	Mt(kn.m)	TU(kn)
ELU	20.31	10.15	17.26	24.47
ELS	14.53	7.26	12.35	17.66

Tableau (IV-2) : Récapitulation des moments

▪ **ELU:**

en appuis:

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}}$$

$$\mu_u < \mu_r = 0.0392 \text{ donc simple armature } A_{sc}=0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.039})$$

$$\alpha = 0.049$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z=0.135(1-0.4*0.049)=0.132m$$

$$A_{st} = \frac{10.15 \cdot 10^{-3}}{0.132 \cdot 347.87} = 2.21 cm^2$$

D'après les tableaux de section on prend comme choix : 4T12=4.52cm²

$$A_{min}=0.5\%b \cdot h$$

$$A_{max}=4\%b \cdot h$$

$$A_{min}=0.5\% \cdot 100 \cdot 15 = 7.5cm$$

$$A_{max}=4\% \cdot 100 \cdot 15 = 60cm$$

$$A_{min} \leq A_{st} + A_{sc} \leq A_{max}$$

Contion Vérifié

sur travée:

D'après les tableaux de section on prend comme choix : 7T12=7.92cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min}=7.5 \leq A_{st} + A_{sc} = 7,92 \leq A_{max} = 60 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures répartitions : (BAEL 94)

D'après le BAEL91 : $A_r = \frac{A_1}{4}$

- **Travée (At= 7,92) :**

$$A_t = \frac{7,92}{4} = 1.98$$

On prend : 3T12=3.39cm²

- **Appui (At = 4,52) :**

$$A_t = 1,13$$

On prend : 3T12=3.39cm²

Dans un plancher à corps creux (poutrelles + hourdis) ou dans une dalle pleine calculée en flexion simple, les armatures de répartition (parfois appelées aciers de peau ou armatures secondaires) jouent un rôle technologique et réglementaire fondamental, bien qu'elles ne reprennent pas directement le moment fléchissant principal

a) Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)**a-1 Armatures longitudinale :** (pour b=1 m, h=15cm))

$$St_{\max} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (45, 33) \rightarrow St_{\max} 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} < St_{\max} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifier

on prend $St=20\text{cm}$

a-2 Armatures répartition :

$$St_{\max} \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = \min (60, 45) \rightarrow St_{\max} = 45 \text{ cm}$$

- En appui : $St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ **cv**
- En Travé : $St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ **cv**

ELS :**En travé :**

$$x = n \frac{(Ast + Asc)}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dAst + d'Asc)}{n(Ast + Asc)^2}} - 1 \right)$$

simple armature donc $Asc=0$

$$x = 15 \frac{4.52}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot 4.52}{15 \cdot 4.52^2}} - 1 \right)$$

$$x = 3.65 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table

$$I = b \frac{x^3}{3} + nAsc(x-d')^2 + nAst(d-x)^2$$

$$I = 100 \frac{3.65^3}{3} + 15 \cdot 4.52 \cdot (13.5 - 3.65)^2 = 8199.029 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.35 \cdot 10^{-3} \cdot 3.65 \cdot 10^{-2}}{8199.029 \cdot 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.49 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}(\text{adm}) = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

En appuis :

$$x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

simple armature donc $A_{sc} = 0$

$$x = 15 \frac{7.92}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot 7.92}{15 \cdot 7.92^2}} - 1 \right)$$

$x = 4.59 \text{cm} < h_0 = 5 \text{cm} \quad \leftrightarrow \quad$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{sc}(x - d')^2 + n A_{st}(d - x)^2$$

$$I = 100 \frac{4.59^3}{3} + 15 \cdot 7.92 \cdot (13.5 - 4.59)^2 = 13401.5588 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.26 \cdot 10^{-3} \cdot 4.59 \cdot 10^{-2}}{13401.5588 \cdot 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.48 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}(\text{adm}) = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

Vérification au cisaillement :

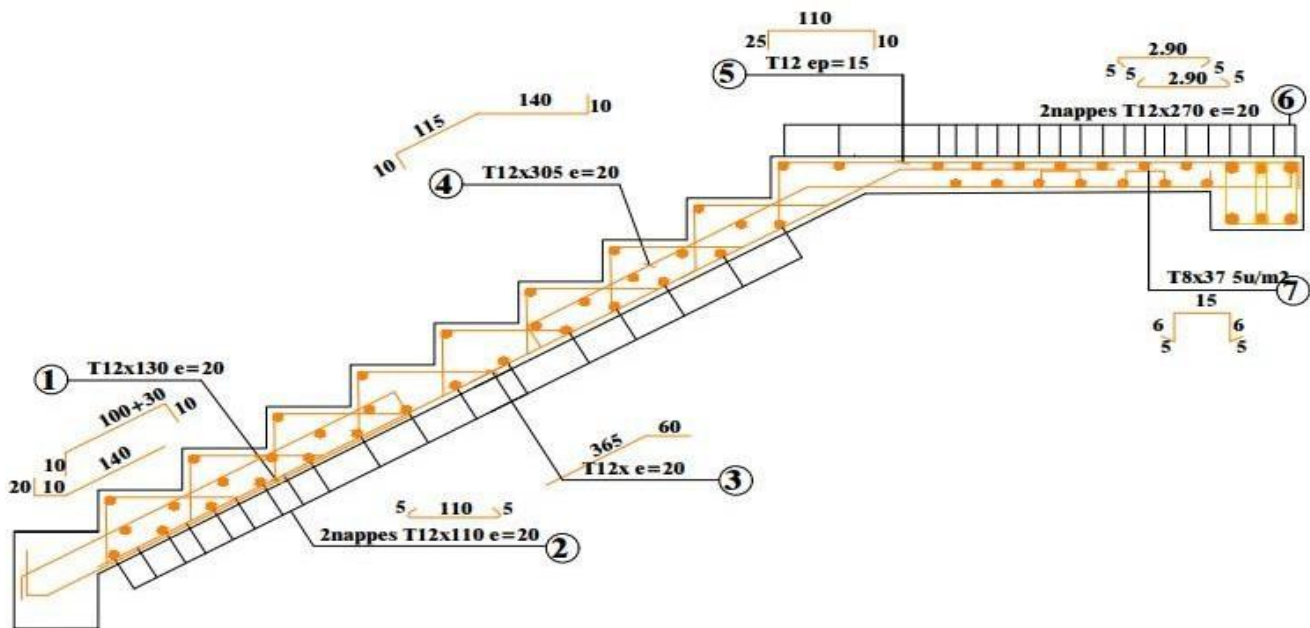
D'après le (BAEL91 (art A.5.1,1): La contrainte tangentielle doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \tau_1 = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{24,47}{100 \times 35} = 0,018 \text{ Mpa} < \tau_1 = 3.33 \text{ MPA}$$

Condition vérifié

IV-3-schémas de ferrailage



IV-4-ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

Le dimensionnement de la poutre palier se fait par les équations du BAEL, tandis que sa conformité est vérifiée par RPA dans sa version de 2024.

Selon le BAEL91 A partir de la condition de la flèche

LA hauteur h' de la poutre palier doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \leftrightarrow 20 \leq h \leq 30$$

On prend $h = 30 \text{ cm}$

*** Vérification :**

$$0,4.h \leq b \leq 0,8h \leftrightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,8 \times 30 \leftrightarrow 12 \leq b \leq 24$$

on prend $b=20$ Selon le RPA2024:

$$b \geq 25 \quad 20 < 25 \text{ CNV}$$

on prend $b=25\text{cm}$ CV

$$(b \cdot h) = (25 \times 30)\text{cm}$$

Descente de charge :

$$P_P \text{ de la poutre: } G_1 = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$$

P_P propre du mur double parois:

$$G_2 = h \times G_{\text{parois}} = 2,6 \times 2,97 = 7.72 \text{ KN/m}$$

Poids propre de la paillasse et pailier:

$$G_3 = (G_{\text{Paillasse}} \times L_{\text{paillasse}}/2) + G_{\text{palier}} \times L_{\text{pailier}}$$

$$G_3 = (8.15 \times 2,6/2) + 5,15 \times 1,1 = 15.74 \text{ KN/m}$$

$$G_p \text{ palière} = 7.72 + 2,625 + 15.74 = 26.085 \text{ KN/m}$$

$$Q_p \text{ palière} = Q \times L = 2,5 \times 2,6 = 6,5 \text{ KN/m}$$

$$* q_u = 1,35G_p + 1,5Q_p = 1,35 \times 26.085 + 1,5 \times 6.5 = 44.96 \text{ KN/m}$$

$$* q_s = G_p + Q_p = 26.085 + 6.5 = 32.587 \text{ KN/m}$$

les moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{44.96 \cdot 3^2}{8} = 50.58 \text{ kn.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{32.58 \cdot 3^2}{8} = 36.65 \text{ k n. m}$$

IV-5-Calcul de ferrailage:

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{50,58 \times 10 - 3}{0.25 * 0.27^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.195$$

$\mu_u < \mu_r = 0.0392$ donc simple armature $A_{sc} = 0$ on prend 3T12= 3.39cm^2

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.195}) = 0,273$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0.27(1 - 0.4 * 0.273) = 0.13\text{m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826\text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$Z = 0.27(1 - 0.4 * 0.273) = 0.13\text{m}$$

$$\sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{17.26 * 10^{-3}}{0.13 * 347.87} = 3.81\text{cm}^2$$

D'après les tableaux de section on prend comme choix :

$$3\text{T}14 + 3\text{T}12 = 4.62 + 3.39 = 8.01\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% b.h$$

$$A_{max} = 4\% b.h$$

$$A_{min} = 0.5\% * 25 * 30 = 3.75\text{cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% * 25 * 30 = 30\text{cm}^2$$

$$A_{min} \leq A_{st} + A_{sc} \leq A_{max}$$

$$3.75 < 8.01 + 3.39 < 30$$

ELS :

$$x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d'A_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{8.01}{15 * \left(\frac{8.01}{2.5}\right)} * \left(\frac{\sqrt{1 + 2 * 25 * 27 * 8.01}}{15 * 8.01^2} - 1 \right)$$

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

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 25 * \left(\frac{12^3}{3}\right) + 15 * 8.01 * (27 - 12)^2 = 41433.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{(36.65 * 10 - 3 * 0.12)}{0.0004143375} = 10.61 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}(\text{adm}) = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I} = \frac{15 * 36.65 * 10 - 3 * (0.27 - 0.12)}{0.0004143375} = 199.02 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}(\text{adm}) = \min\left(\frac{f_{te}}{3}; 110 * \sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st}(\text{adm}) = \min\left(\frac{2}{3} * 400; 110 * \sqrt{1.6 * 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$199.02 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée

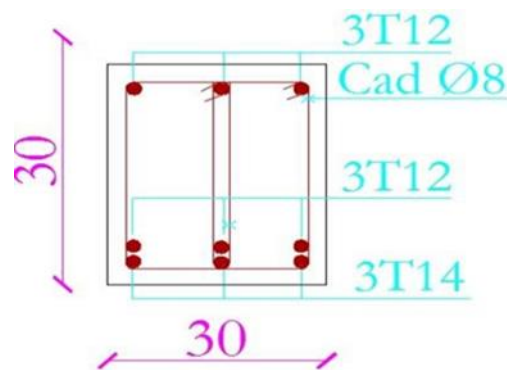


Figure (IV-4) : schémas de ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE V

Etude dynamique

V-1-Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage et qui vérifie les conditions et les Critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA2024.

V-2-Modélisation de la structure :

La modélisation de la structure a été réalisée selon une approche par éléments finis via le logiciel saap2000, permettant de mener conjointement les analyses statiques et dynamiques. La discrétisation du modèle s'appuie sur les principes suivants :

- Éléments linéaires (Poutres et Poteaux) : Modélisés par des éléments de type « Frame » à deux nœuds, dotés de six degrés de liberté (ddl) par nœud pour capturer l'ensemble des sollicitations mécaniques.
- Éléments de surface (Voiles) : Représentés par des éléments « Shell » à quatre nœuds, adaptés à la transmission des efforts plans et hors-plans.
- Planchers : Simulés par des diaphragmes rigides assurant la distribution des forces horizontales, avec une prise en compte
- automatique de l'orientation des poutrelles pour la descente de charge.

V-3-Disposition des voiles :

Le positionnement des voiles de contreventement a été optimisé selon trois critères fondamentaux :

- Efficacité technique et économique : Assurer une rigidité latérale optimale tout en maîtrisant les coûts et la complexité d'exécution.
- Régularité torsionnelle : Rechercher une symétrie structurelle pour minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, évitant ainsi les effets de torsion néfastes.
- Respect architectural : Préserver l'aspect fonctionnel et esthétique du bâtiment.

Après plusieurs itérations de calcul, la disposition finale adoptée permet de satisfaire l'ensemble des critères de sécurité et de stabilité imposés par le RPA. Cette configuration, détaillée ci-après, assure un compromis idéal entre sécurité parasismique et contraintes architecturales.

V-4-Méthode de calcul :

le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes:

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

V-4-1-Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche 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 vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V-4-2-Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

V-4-3-Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode RPA 2024 propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

V-5-Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA2024), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment. On utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPA2024 :

$$\mathbf{V \text{ Dynamique} > 80\% \text{ V Statique}}$$

Avec :

V dynamique : la résultante des forces sismique à la base.

V statique : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique Equivalente.

V-5-1-La Méthode Statique équivalente :

D'après l'article (4-2 du RPA2024), l'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (x , y) est donné par la formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad} \cdot T_0}{g} W$$

Avec :

$\frac{S_{ad} \cdot T_0}{g}$: ordonnée du spectre de calcule pour la période T_0

T_0 : péeiode fondamentale de vibration du batiment

λ : coefficient de correction

$\lambda = \{0.85 : \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le batiment a plus de 2 niveaux } 1, \text{ autrement}$

W : poids sismique totale du batiment

La formile empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T \text{ empirique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

Avec :

T empirique : période fondamentale (en s)

h_N : la hauteur totale

C_t : coefficient , fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par table (4.4 RPA2024)

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Dans notre cas :

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, cf. § 4.2, les valeurs de (T_0), calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique (cf. Eqn. (4.4)).

La valeur à utiliser, dans la méthode statique équivalente, est alors égale à: $T_{max} = 1.3T_{empirique}$

Le Tableau (4.4) donne les valeurs de la période, (T_0), à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V_b .

CT =	0,050
hN =	27,81
Tempirique =	0,605
Tmajoré : 1,3 X Tempirique	0,689

Vérification de la période numérique de la structure (Tnumérique):

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur Logiciel) et elle doit être inférieure à la période (T_{exp})

Il faut que :

$$T_{numérique} \leq T_{exp}$$

V-5-2-Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn. (4.1) :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.15)$$

Zone de sismicité : (Zone IV)

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très Faible	0,00
I	Faible	0,07
II	Faible à moyenne	0,10
III	Moyenne	0,15
IV	Moyenne à Elevée	0,20
V	Elevée	0,25
VI	Elevée	0,30

Tableau (V-1) : valeur de A selon la zone de sismicité

Classification des batiments selon leur importnce :

Groupe d'importance : (groupe 2)

Coefficient d'Importance	Groupe d'Importance			
	1A	1B	2	3
I	1,4	1,2	1	0,8

Tableau (V-2) : Groupe d'importance

Catégorie de site :

Catégorie S_2 (site ferme) :

Dépôts de sables et/ou de graviers très denses ou d'argile surconsolidée de plusieurs dizaines de mètres et caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur et des vitesses d'ondes de cisaillement ($360 \text{ m/s} < V_{s30} \leq 800 \text{ m/s}$).

Les périodes T1,T2,T3

		S	T1	T2	T3
Zone I + Zone II + Zone III	S1	1	0,05	0,25	1,20
	S2	1,3	0,05	0,30	1,20
	S3	1,55	0,10	0,40	1,20
	S4	1,8	0,10	0,50	1,20
Zone V + Zone IV + Zone VI	S1	1	0,10	0,40	2,00
	S2	1,2	0,10	0,50	2,00
	S3	1,3	0,15	0,60	2,00
	S4	1,35	0,15	0,70	2,00

Tableau (V-3) : les périodes selon la zone

Pour notre cas : (Zone IV) (S2)

- S=1,2
- T1=0,10
- T2=0,50
- T3=2,00

1	Système à ossature	5,5
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5,5
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4,5
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4,5
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3
8	Système en pendule inversé	2
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1,5

Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule :

$$Q=1+\Sigma pq$$

Avec :

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

Valeurs de pondération Pq:

a	1	Régularité en plan	0,05
	2	Régularité en élévation	0,20
	3	Conditions minimales sur le nombre étage	0,00
	4	Conditions minimales sur les travées	0,10
b	1	Régularité en plan	0,05
	2	Régularité en élévation	0,20
	3	Redondance en plan	0,05

Tableau (V-4) : valeur de Pq

Pondérations de la catégorie (b) :**+ régularité en plan :**

Critères	Observé	Non observé	Pq
a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.	X		0
a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.	X		0
a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf. figure (3.6)) La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction,	27,5/19,4=1,41 < 4 X		0
a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier	X		0

Tableau (V-5) : pondération (b)

dans notre cas :

$$\text{rapport } \frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{29}{24} = 1,20 < 4 \text{ (m)}$$

régularité en élévation :

Critères	Observé	Non observé	Pq
b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.	X		0
b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.	X		0
b3. Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.	X		
b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension. Toutefois, au dernier niveau, les éléments du bâtiment, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs, etc, pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires. D'une manière générale, il convient de se reporter aux schémas illustratifs	X		0

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques, ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens longitudinal :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4}{2,5} = 1.66 > 1.5 \rightarrow \text{Critère non observé } pq = 0,05$$

Sens transversale :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{3}{2,5} = 1.11 < 1.5 \rightarrow \text{Critère observé } pq = 0$$

Qfx	1	+	0.05	=	1.05
Qfy	1	+	0	=	1

Zone de sismicité	Zone IV
A=	0,15
Groupe d'Importance	2
I=	1
Type de sol	S2
S=	1,2
Q=	Qx=1.05 ,Qy=1
R=	4,5
T1=	0,10
T2=	0,50
T3=	2,00

Tableau (V-6) : résultats obtenus

V-5-3-Poids total de la structure(W):

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum W_i$

Avec : i=1 jusque i=n

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

$$F_i = \frac{(V - F_i) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

où :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i et j , respectivement.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, ($\beta=0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation. Les

été calculés par le logiciel **SAP2000**, ils sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	hauteur	masse(tonnes)
RDC	3.06	638.971
1	6.12	618.162
2	9.18	618.162
3	12.24	618.162
4	15.3	540.344
5	18,33	540.344
6	21,36	538,677
7	24,39	538,705
8	27,45	538,705

Tableau (V-7) : résultats des masses

Le poids total de la structure :

$$WT = 5190,232 \text{ (t)} \rightarrow WT = 51902,32 \text{ (KN)}$$

V-5-4-Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

$\lambda =$	0.85	
$S_{ad} (T_u) =$	0.0678	0.646
g		

Le poids de la structure (W) =	51902,32.(kN)
$V_{stx} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot w =$	2991,476 (kN)
$V_{sty} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot w =$	2849,956 (kN)
0,8X $V_{ST}X =$	2393,180
0,8X $V_{ST}y =$	2279,978

Tableau (V-8) : effort sismique

V-5-6-Détermination de la force sismique de chaque niveau:

La force sismique totale (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule (4-7 du RPA2024) :

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0,07 \times T \times V \text{ si } T > 0,7 \text{ s}$$

$$F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7 \text{ s}$$

On a : $T = 0.503 \leq 0,7 \text{ s}$ donc $F_t = 0$

niv eau	V _{x,y}		W _i (kN)	H _i (m)	W _i .h _i	ΣW _j .h _j	Fix	F _{iy}	V _{jx}	V _{jy}
RD C	2991,476	2849,956	6003.435	3.06	18370.511	711654,765	117.812	112.251	1672.192	1593.266
1	2991,476	2849,956	5975.879	6.12	36572.379	711654,765	234.543	223.472	1554.38	1481.015
2	2991,476	2849,956	5975.879	9.18	54858.569	711654,765	351.814	335.209	1319.837	1257.543
3	2991,476	2849,956	5975.879	12.24	73144.759	711654,765	469.085	446.945	968.023	922.334

4	2991,476	2849,956	5084,954	15,3	77799,796	711654,765	498,938	475,389	629,736	600,389
5	2991,476	2849,956	5000,658	18,36	91800,675	711654,765	501,876	490,730	567,789	532,763
6	2991,476	2849,956	4978,676	21,42	105893,745	711654,765	520,526	502,763	502,873	486,763
7	2991,476	2849,956	4926,786	24,48	120588,738	711654,765	542,657	519,736	420,763	402,63
8	2991,476	2849,956	4806,765	27,54	132370,536	711654,765	562,768	50,387	402,873	392,634

Tabelau (V-8) : la force sismique

V-6-Les vérifications les plus importantes :

V-6-1-Participation modale :

Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	Sec			
1	0,945	0,7128	0	0
2	0,780	0,7128	0,6792	0,0031
3	0,269	0,7135	0,6859	0,6742
4	0,214	0,8654	0,6856	0,6742
5	0,17	0,8651	0,8664	0,6745
6	0,119	0,8654	0,869	0,8621
7	0,095	0,9288	0,869	0,8621
8	0,071	0,9288	0,9356	0,8621

Tableau (V-8) : Les modes, les périodes et la participation modale

V-6-2-Vérification de l'excentricité :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considéré.

Story	Diaphragme	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Dx	Dy	ex	ey
RDC	D1	17,6987	11,7003	17,8219	11,7	28,4	23,4	0,41%	0,00%
Etage 1	D2	17,6981	11,7	17,8766	11,7	28,4	23,4	0,61%	0,00%
Etage 2	D3	17,6993	11,7	17,9052	11,7	28,4	23,4	0,70%	0,00%
Etage 3	D4	17,7000	11,7	17,926	11,7	28,4	23,4	0,77%	0,00%
Etage 4	D5	17,7000	11,7	17,9429	11,7	28,4	23,4	0,82%	0,00%
Etage 5	D6	17,6994	11,7	17,9584	11,7	28,4	23,4	0,93%	0,00%
Etage 6	D7	17,6981	11,7	17,9737	11,7	28,4	23,4	0,95%	0,00%
Etage 7	D8	17,6987	11,7	17,9896	11,7	28,4	23,4	1,02%	0,00%
Etage 8	D9	17,6987	11,7	18,0021	11,7	28,4	23,4	1,07%	0,00%

Tableau (V-9) : Les centres des masses et de rigidité.

V-6-3-Vérification de l'effort tranchant dans la base :

- IL faut que : $V_{dy} \geq 0.8 \cdot V_{st}$

D'après le fichier des résultats de Saap2000 on a :

$$V_{xst} = 877,8922 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = 498,6636 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 2595,5324 \text{ KN}$$

$$V_{ydy} = 2751,8182 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 2595.536 \geq 0.8 \cdot 877.8922 \Rightarrow V_{xdy} = 2595.536 > 702.3138 \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{ydy} = 2751.8182 \geq 0.8 \cdot 498.6636 \Rightarrow V_{ydy} = 2751.8182 > 398.93301 \quad \text{vérifiée}$$

V-6-4-Vérifications des déformations :**Vérification des déplacements inter-étages :**

$$\delta_k = \frac{R}{Q_f} \cdot \delta_{ek}$$

où: δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques

F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

QF : Coefficient de qualité Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k-1", est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

H_e : hauteur de chaque niveau

Story	Output Case	UX	UX	R	Qf	$\delta_k = \frac{R}{Q_f} \cdot \delta_{ek}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$V_A \cdot \Delta_k$	h _k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k} \cdot 0,0075$	Verification
		δ_{ek} (mm)	δ_{ek} (m)			δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)				
9	EX	7,80	0,0093	4,5	1,05	0,03773	0,03361	0,00411	0,00406	3,06	0,02295	Condition vérifiée
8	EX	7,15	0,0084	4,5	1,05	0,03361	0,02800	0,00561	0,00381	3,06	0,02295	Condition vérifiée
7	EX	6,99	0,0077	4,5	1,05	0,02800	0,02114	0,00686	0,00343	3,06	0,02295	Condition vérifiée
6	EX	6,20	0,0071	4,5	1,05	0,02114	0,01429	0,00686	0,00443	3,06	0,02295	Condition vérifiée
5	EX	5,06	0,0067	4,5	1,05	0,01429	0,01054	0,00429	0,00314	3,06	0,02295	Condition vérifiée
4	EX	4,2	0,0055	4,5	1,05	0,01129	0,00728	0,00403	0,00314	3,06	0,02295	Condition vérifiée
3	EX	2,6	0,0042	4,5	1,05	0,00923	0,00523	0,00438	0,00414	3,06	0,02295	Condition vérifiée
2	EX	1,8	0,0026	4,5	1,05	0,0087	0,00492	0,00263	0,00224	3,06	0,02295	Condition vérifiée
1	EX	1	0,001	4,5	1,05	0,0049	0,0000	0,00362	0,00414	3,06	0,02295	Condition vérifiée

Tableu (V-10) : Diaphragm Center Of Mass Displacements -X-X

Story	Output Case	UY	UY	R	Qf	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$			$V_A \cdot \Delta_k$	hk (m)	$\frac{\Delta_k}{hk} \cdot 0,0075$	Verification
		δ_{ek} (mm)	δ_{ek} (m)			δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)			$\frac{\Delta_k}{hk} \cdot 0,0075$	
9	EY	7,62	0,0079	4,5	1	0,03865	0,03361	0,00411	0,00446	3,06	0,02295	Condition vérifiée
8	EY	7,01	0,0062	4,5	1	0,03361	0,02800	0,00561	0,00391	3,06	0,02295	Condition vérifiée
7	EY	6,67	0,0055	4,5	1	0,02800	0,02114	0,00686	0,00363	3,06	0,02295	Condition vérifiée
6	EY	604	0,0038	4,5	1	0,02114	0,01429	0,00686	0,00443	3,06	0,02295	Condition vérifiée
5	EY	4,82	0,0024	4,5	1	0,01429	0,01054	0,00429	0,00314	3,06	0,02295	Condition vérifiée
4	EY	4,0	0,0018	4,5	1	0,01129	0,00728	0,00403	0,00314	3,06	0,02295	Condition vérifiée
3	EY	2,3	0,00023	4,5	1	0,00923	0,00423	0,00438	0,00414	3,06	0,02295	Condition vérifiée
2	EY	1,2	0,000199	4,5	1	0,0087	0,00492	0,00263	0,00222	3,06	0,02295	Condition vérifiée
1	EY	0,867	0,000172	4,5	1	0,0049	0,0000	0,00362	0,00408	3,06	0,02295	Condition vérifiée

Tableau (V-11) : Diaphragm Center Of Mass Displacements -Y-Y

V-6-5-Vérification de l'effet P-Δ :

$$\theta = \frac{(PK * \Delta K)}{(VK * HK)} \leq 0.1$$

Avec :

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

$$P(k) = \sum n (WGi + \beta Wqi)$$

- V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- H_K : Hauteur de l'étage « k ».

Sens X-X :

Story	Height (mm)	VX (Bottom) (kN)	Dead (Top) P (KN)	Live (Top) P (KN)	B	Pk (KN)	Average (mm)	Δkx (mm)	R	Δk (mm)	$\theta_x < 0,1$	Majoration factor	ion
Story8	3060	654,2843	4960,9368	626,16	0,20	5086,17	22,919	2,125	4,5	10,625	0,027		1
Story7	3060	1094,1699	10853,871	1629,2725	0,20	11179,73	20,794	2,57	4,5	12,85	0,043		1
Story6	3060	1450,6665	16722,5802	2632,385	0,20	17249,06	18,224	2,943	4,5	14,715	0,057		1
Story5	3060	1743,6898	22580,9019	3635,4975	0,20	23308,00	15,281	3,164	4,5	15,82	0,069		1
Story4	3060	1991,7541	28538,2911	4638,61	0,20	29466,01	12,117	3,262	4,5	16,31	0,079		1
Story3	3060	2202,6733	34495,6803	5641,7225	0,20	35624,02	8,855	3,149	4,5	15,745	0,083		1
Story2	3060	2374,7789	40438,782	6644,835	0,20	41767,75	5,706	2,735	4,5	13,675	0,079		1
Story1	3060	2506,354	46548,2712	7647,9475	0,20	48077,86	2,971	2,049	4,5	10,245	0,064		1
RDC	3060	2595,5324	52657,7604	8667,62	0,20	54391,28	0,922	0,922	4,5	4,61	0,032		1

Tableau (V-12) : L'effet P- Δ sens XX

Sens (Y-Y):

Story	Height (mm)	Vy (Bottom) (kN)	Dead (Top) P (KN)	Live (Top) P (KN)	B	Pk (KN)	Average (mm)	Δky (mm)	R	Δk (mm)	$\theta_y < 0,1$	Majoration factor	ion
Story8	3060	721,0868	4960,9368	626,16	0,20	5086,17	20,889	2,631	4,5	13,155	0,030		1
Story7	3060	1184,7894	10853,871	1629,2725	0,20	11179,73	18,258	2,776	4,5	13,88	0,043		1
Story6	3060	1547,2932	16722,5802	2632,385	0,20	17249,06	15,482	2,869	4,5	14,345	0,052		1
Story5	3060	1853,0355	22580,9019	3635,4975	0,20	23308,00	12,613	2,873	4,5	14,365	0,059		1
Story4	3060	2110,2313	28538,2911	4638,61	0,20	29466,01	9,74	2,785	4,5	13,925	0,064		1
Story3	3060	2322,6592	34495,6803	5641,7225	0,20	35624,02	6,955	2,557	4,5	12,785	0,064		1
Story2	3060	2498,7379	40438,782	6644,835	0,20	41767,75	4,398	2,141	4,5	10,705	0,058		1
Story1	3060	2645,6944	46548,2712	7647,9475	0,20	48077,86	2,257	1,561	4,5	7,805	0,046		1
RDC	3060	2751,8182	52657,7604	8667,62	0,20	54391,28	0,696	0,696	4,5	3,48	0,022		1

Tableau (V-13) : L'effet P- Δ sens YY

Remarque : D'après les deux tableaux on remarque que la condition $\theta(k) \leq 0,10$ est satisfaite donc les effets P_{Δ} peuvent être négligés.

V-5-6-Vérification au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité té d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique

IL faut que :

$$\frac{B}{4} \geq e = \frac{M}{N}$$

Avec :

N : Ensemble des charges gravitaires

M : Moment de renversement

$N = P + P \text{ semelles} + P \text{ remblais} \rightarrow N = P + 10\% P = 1.1P$

	Mstab	Mrenv	CS
Sens X	-949018,48	43970,0738	0,041
Sens Y	627257,105	48100,9470	0,073

Tableau (V-14) : Vérification au renversement.

conclusions :

À partir de cette étude dynamique, nous constatons que notre bâtiment étudié satisfait toutes les exigences imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 2024), à savoir :

- Vérification de la participation massique.
- Condition sur la résultante de la force sismique est vérifiée
- Stabilité au renversement est vérifiée suivant les deux directions principales
- Condition sur l'effet $P-\Delta$ est vérifiée dans les deux sens
- Déplacements latéraux inter-étages est vérifiés
- Vérification de l'effort normal réduit est vérifiée.

À partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec des dimensions des éléments structuraux adéquates.

CHAPITRE VI

Etude des éléments Structuraux

VI-1-introduction :

Les éléments structuraux principaux assurent la stabilité globale du bâtiment face aux séismes. Ils reçoivent et répartissent les forces sismiques à travers toute la structure, et se composent essentiellement des poteaux, des poutres et des voiles

VI-2-ferraillage des poutres :

VI-2-1-Ferraillage des poutres principales :

➤ Présentation des sollicitations :

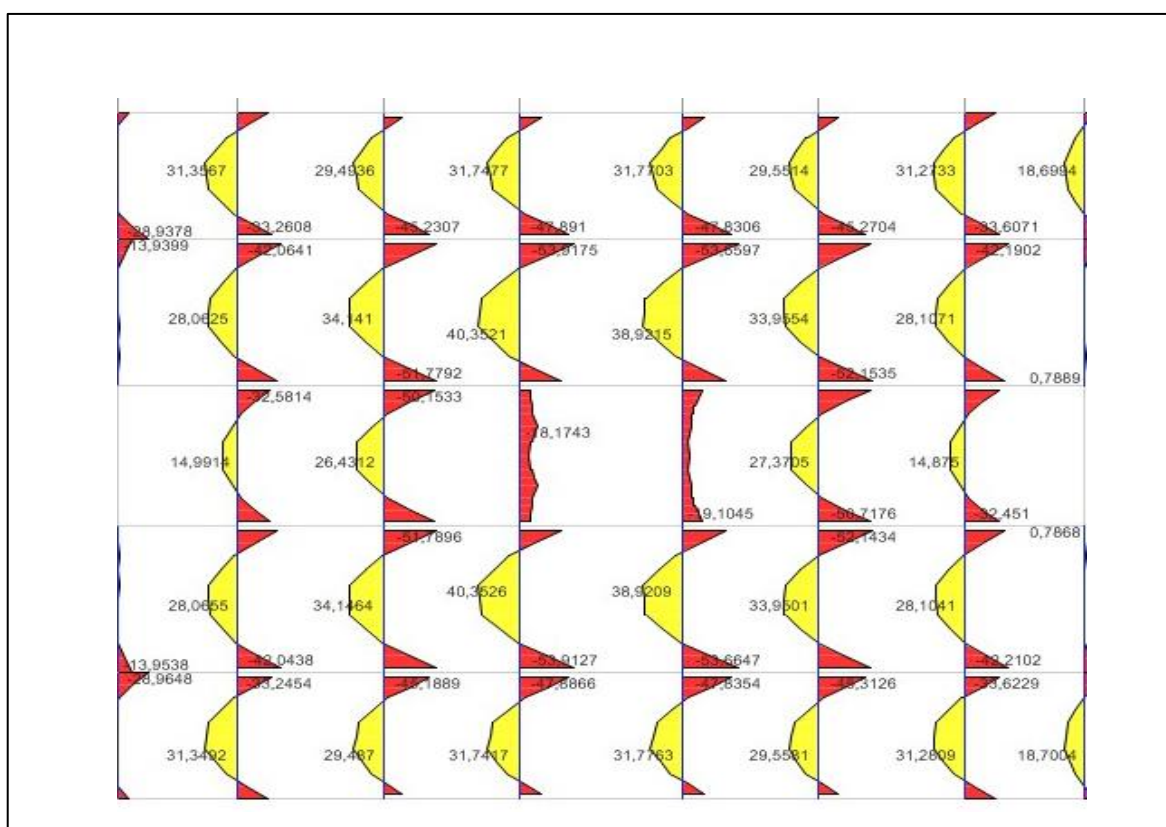


Figure (VI-1) : Moment fléchissant des poutres principales (ELS)

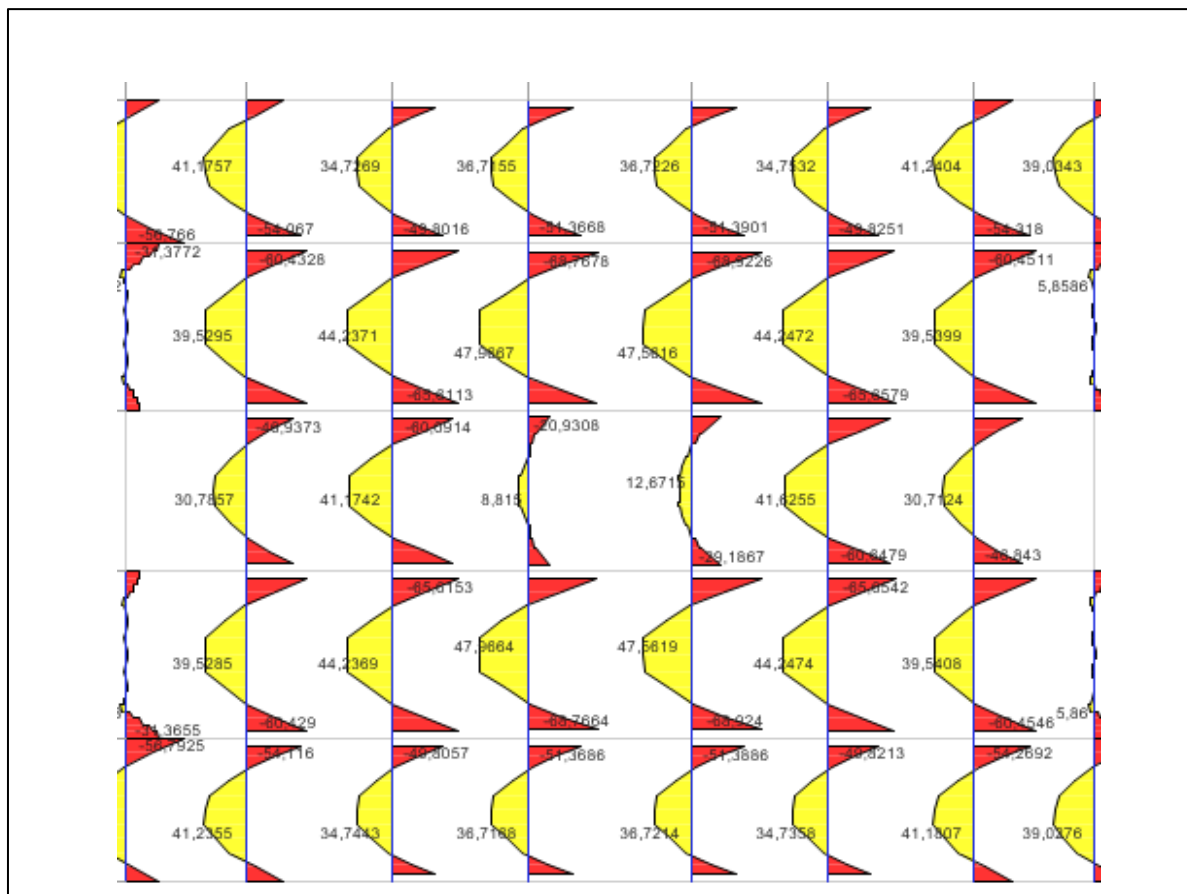


Figure (VI-2) : Moment fléchissant des poutres principales (ELU)

a) Armatures Longitudinales :

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Etages	Zone	M ELU (KN.m)	As (cm ²)	M ELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	L (m)	f (mm)	f _{adm} (mm)	A _s adopte	armatures
Etages courant + terrasse	appuis	51.19	4.2	-47.95	7.3	7.4	15	4.3	4.4	8.6	8.01	3HA14+ 3HA12
	Travée	42	3.6	31.77	4.7	5.8					6.16	4HA14
	appuis	76.43	6.4	-53.91	8.3	8		4	4.7	8	9.24	6HA14
	Travée	52.87	4.2	40.31	6.1	6.7					6.16	4HA14
	appuis	74.31	6.2	-50.70	7.7	7.7		4.8	5.1	9.6	7.7	5HA14
	Travée	42.41	3.4	30.21	4.5	5.6					4.62	3HA14
	appuis	74.35	6.2	-50.67	7.7	7.7					7.7	5HA14
	travée	52.92	4.2	40.31	6.1	6.7		4	4.7	8	6.16	4HA14
	appuis	76.45	6.4	-53.84	8.3	8					9.24	6HA14
	travée	43	3.6	31.72	4.7	5.8		4.3	4.4	8.6	6.16	4HA14
	appuis	51.21	4.2	-47.92	7.3	7.4					8.01	3HA14+ 3HA12

Tableau (VI-1) : ferrailage longitudinale des poutres principales

- Section minimale (RPA) :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

- Section maximale (RPA) :

En travée :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant :

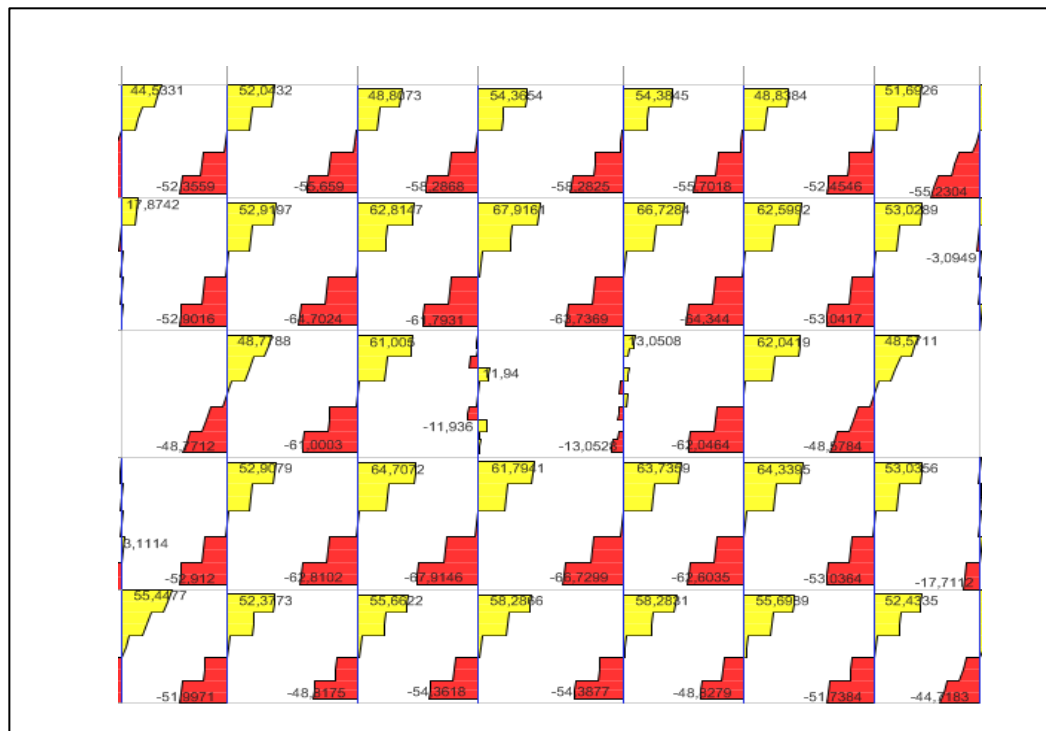


Figure (VI-3) : Effort tranchant des poutres principales

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots$$

condition verifier

b) Armatures transversale :

- L'espacement d'armatures transversales :

Zone nodale :

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

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

Espacement :

$$S = \min (h/4 ; 12 \varnothing l) = \min (40/4 ; 12 \times 1.2) = \min (10, 14.4) \Rightarrow$$

S=10cm On adopte : HA8 espacement 10

VI-2-2-Ferraillage des poutres secondaires :

- Présentation des sollicitations :

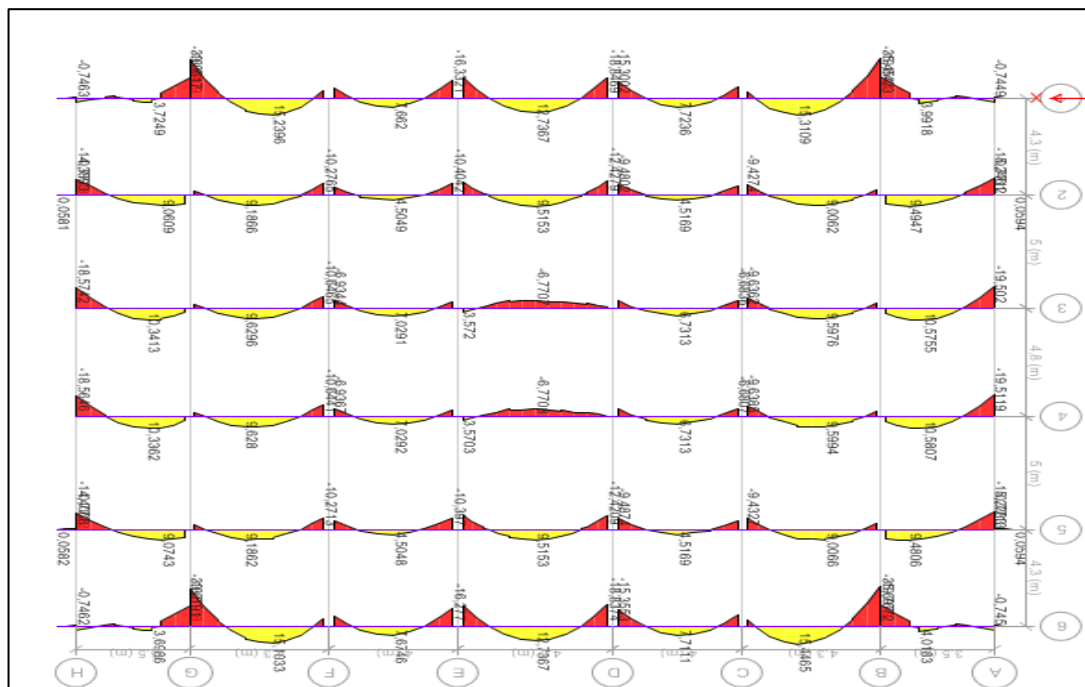


Figure (VI-6) : Moment fléchissant des poutres secondaires(ELS)

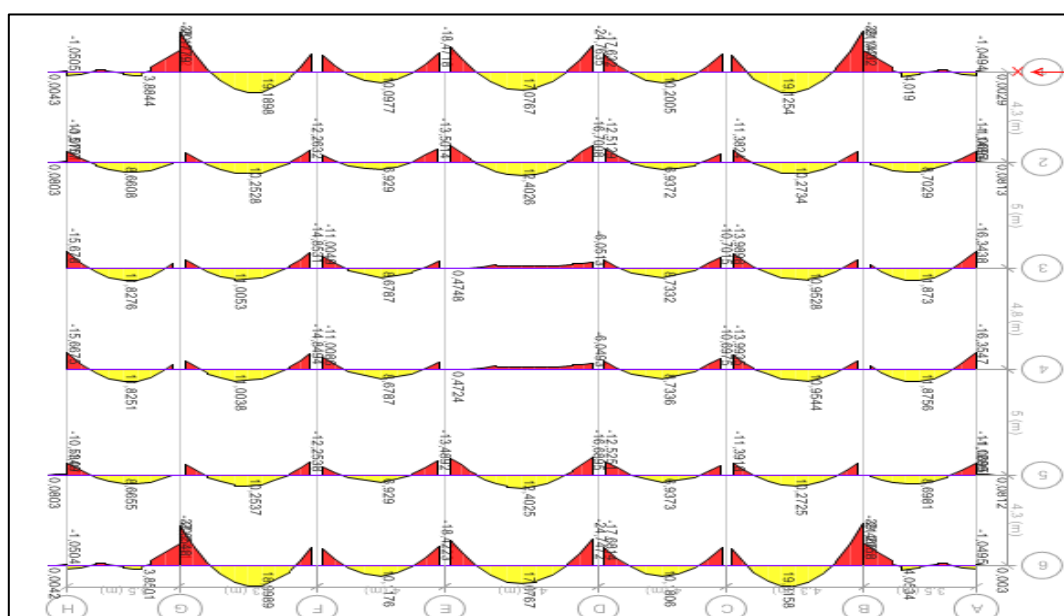


Figure (VI-7) : Moment fléchissant des poutres secondaires(ELU)

a) Armatures Longitudinales :

Etages	Zone	MEL U (KN.m)	As (cm ²)	MELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	L (m)	f (mm)	f_{adm} (mm)	A_s adopté	armatures
RD C + Etag e 1 + Etag e 2 + Etag e 3	appuis	12.56	1.1	-12.07	2	1.9	15	3.5	0.8	7	3.39	3HA12
	travée	12.51	1.1	8.72	1.5	1.4					3.39	3HA12
	appuis	40.95	3.9	-30.22	5.3	6.7		4.3	2.3	8.6	5.65	5HA12
	travée	19.77	1.8	13.77	2.3	4.2					3.39	3HA12
	appuis	28.32	2.6	-17.74	3	4.8		4	0.9	8	3.39	3HA12
	travée	10.31	1.1	7.58	1.2	1.2					3.39	3HA12
	appuis	25.26	2.3	-18.31	3.1	4.9		4.8	2.1	9.6	3.39	3HA12
	travée	18.03	1.7	12.56	2.1	2					3.39	3HA12
	appuis	25.26	2.3	-18.31	3.1	4.9		4	0.9	8	3.39	3HA12
	travée	10.35	1.1	7.58	1.2	1.2					3.39	3HA12
	appuis	28.31	2.6	-17.70	3	4.8		4.3	2.3	8.6	3.39	3HA12
	travée	19.72	1.8	13.79	2.3	4.2					3.39	3HA12
	appuis	40.94	3.9	-30.24	5.3	6.7		3.5	0.8	7	5.65	5HA12
	travée	12.46	1.1	8.75	1.5	1.4					3.39	3HA12
	appuis	12.57	1.1	-12.09	2	1.9					3.39	3HA12

Tableau (VI-2) : Ferrailage longitudinale de poutre secondaire 1.

Etages	Zone	M ELU (KN.m)	As (cm ²)	M ELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	L (m)	f (mm)	f _{adm} (mm)	A _s adopte	armatures
Etagé4 + Etagé 5 + Etagé 6 + Etagé 7	appuis	24.88	2.3	-19.63	3.3	5.1	15	3.5	1	7	3.39	3HA12
	travée	15.46	1.4	10.61	1.8	1.7					3.39	3HA12
	appuis	54.82	5.3	-38.01	6.7	7.7		4.3	2.6	8.6	3.39	3HA12
	travée	21.19	2	15.15	2.6	4.3					3.39	3HA12
	appuis	17.48	1.6	-10.40	1.7	1.6		4	1	8	3.39	3HA12
	travée	10.70	1.1	7.79	1.3	1.2					3.39	3HA12
	appuis	26.47	2.5	-18.96	3.2	5		4.8	2.2	9.6	3.39	3HA12
	travée	18.12	1.7	12.74	2.1	2					3.39	3HA12
	appuis	26.47	2.5	-18.96	3.2	5		4	1	8	3.39	3HA12
	travée	10.70	1.1	7.79	1.3	1.2					3.39	3HA12
	appuis	17.48	1.6	-10.40	1.7	1.6		4.3	2.6	8.6	3.39	3HA12
	travée	21.19	2	15.15	2.6	4.3					3.39	3HA12
	appuis	54.82	5.3	-38.01	6.7	7.7		3.5	1	7	6.79	6HA12
	travée	15.46	1.4	10.61	1.8	1.7					3.39	3HA12
	appuis	24.88	2.3	-19.63	3.3	5.1					3.39	3HA12

Tableau (VI-3) : Ferrailage longitudinale de poutre secondaire 2.

Etage	Zone	M ELS (KN.m)	As (cm ²)	M ELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	L (m)	f (mm)	f _{adm} (mm)	A _s adopte	Armat ures
Terrasse	appuis	9.25	1.1	-8.77	1.5	1.4	15	3.5	0.6	7	3.08	2HA14
	travée	12.48	1.1	6.84	1.1	1.1					2.26	2HA12
	appuis	34.12	3.2	-23.57	4.1	5.7		4.3	1.5	8.6	5.34	2HA14 + 2HA12
	travée	17.85	1.6	11.37	1.9	1.4					2.26	2HA12
	appuis	15.78	1.4	-10.48	1.7	0.5		4	0.8	8	3.08	2HA14
	travée	8.79	1.1	7.39	1.2	1.2					2.26	2HA12
	appuis	17.49	1.6	-12.11	2	1.9		4.8	1.5	9.6	3.08	2HA14
	travée	14.42	1.3	8.48	1.4	1.4					2.26	2HA12
	appuis	17.49	1.6	-12.11	2	1.9		4	0.8	8	3.08	2HA14
	travée	8.79	1.1	7.39	1.2	1.2					2.26	2HA12
	appuis	15.78	1.4	-10.48	1.7	1.7		4.3	1.5	8.6	3.08	2HA14
	travée	17.85	1.6	11.37	1.9	1.8					2.26	2HA12
	appuis	34.12	3.2	-23.57	4.1	5.7		3.5	0.6	7	5.34	2HA14 + 2HA12
	travée	12.48	1.1	6.84	1.1	1.1					2.26	2HA12
	appuis	9.25	1.1	-8.77	1.5	1.4					3.08	2HA14

Tableau (VI-4) : Ferrailage longitudinale de poutre secondaire 3.

- Section minimale (RPA) :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \times 30 \times 35 \Rightarrow A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

- Section maximale (RPA) :

En travée

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant :

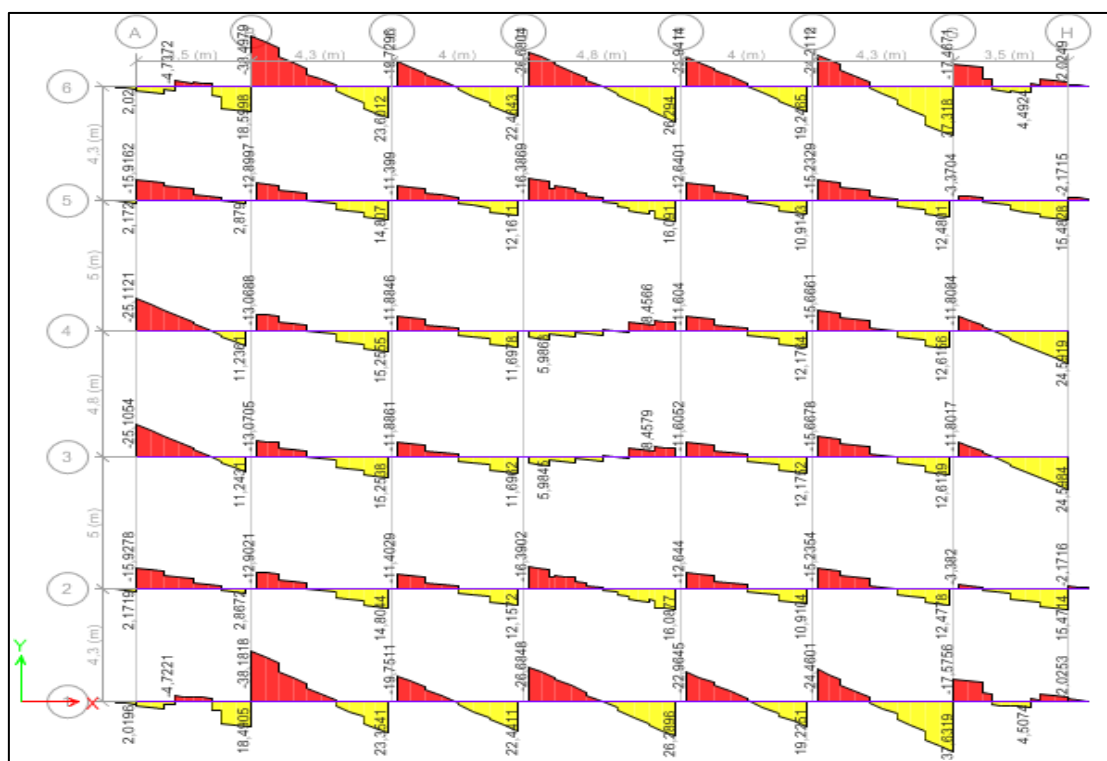


Figure (VI-8) : Effort tranchant des poutres secondaires (ELU)

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition Vérifier

b) Armatures transversale :

L'espacement d'armatures transversales :

- **Zone nodale :**

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

$$L' = 2h = 2 \times 35 \Rightarrow \mathbf{L' = 70 \text{ cm}}$$

Espacement :

$$S = \min (h/4 ; 12 \varnothing) = \min (35/4 ; 12 \times 1.2) = \min (8.75, 14.4) = 8.78 \text{ cm}$$

on prend **S=10 cm**

On adopte : HA8 espacement 10

- **Zone courante :**

Espacement :

$$S' = h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \text{ on prend } \mathbf{S' = 15 \text{ cm}}$$

- **Recouvrement :**

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement est de : $40 \varnothing$

$$\text{Donc : } L = 40 \times 1.2 \Rightarrow \mathbf{L = 48 \text{ cm}}$$

Remarque :

On n'observe que ferrailage dans ELS plus grande qu'ELU

91

VI-3-Ferraillage des voiles :

a)Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts, elles sont disposées en deux nappes parallèles.

Etag	Bande 1				Bande 2			Bande 3		
	Effort (KN)	As (cm ²)	$A_{s\text{adop}}$		Effort (KN)	As (cm ²)	$A_{s\text{adop}}$	Effort (KN)	As (cm ²)	$A_{s\text{adop}}$
			Voile	Raidisseur						
RDC	1428	35.7	10HA16	8HA16	884	22.1	12HA16	358	8.95	8HA16
Etag 1	1098	27.45	10HA16	4HA16	750	18.75	12HA14	501	12.53	8HA16
Etag 2	863	21.58	10HA16	4 HA14	587	16.68	12HA14	396	9.9	8HA14
Etag 3	657	16.43	10HA12	4 HA14	460	11.5	12HA12	318	7.95	8HA12
Etag 4	447	11.93	10HA12	4 HA12	343	8.58	12HA12	247	6.18	8HA12
Etag 5	343	8.85	10HA12	4 HA12	250	6.25	12HA12	188	7.2	8HA12
Etag 6	235	5.88	10HA12	4 HA12	174	4.35	12HA12	135	3.38	8HA12
Etag 7	156	3.9	10HA12	4 HA12	112	2.8	12HA12	87	2.18	8HA12
Etag 8	96	1.73	10HA12	4 HA12	50	1.25	12HA12	37	0.93	8HA12

Tableau (VI-5) : Ferraillage verticale des voiles

Calcul des armatures :

$$N=1428 \text{ KN}$$

$$\gamma_s=1$$

$$f_e=400 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{N}{Fe.\gamma_s} = 3570 \text{ mm}^2 \Rightarrow As = 35.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 18\text{HA16}=36.19 \text{ cm}^2$$

b)-armatures horizontale :

$$\text{Les armatures de répartitions : } Ast = \frac{As}{4} = \frac{35,70}{4} = 8,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour une seul nappe : } Ast = \frac{8,9}{2} = 4.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 6\text{HA10} \text{ espacement } esp=20\text{cm.}$$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{f}_{bu}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85.F_{c28}}{\gamma_b} = 10,48 \text{ (Mpa)} \leq \bar{f}_{bu} = 14,48 \text{ (Mpa)}$$

Condition Vérifier

- **Schéma de ferrailage :**

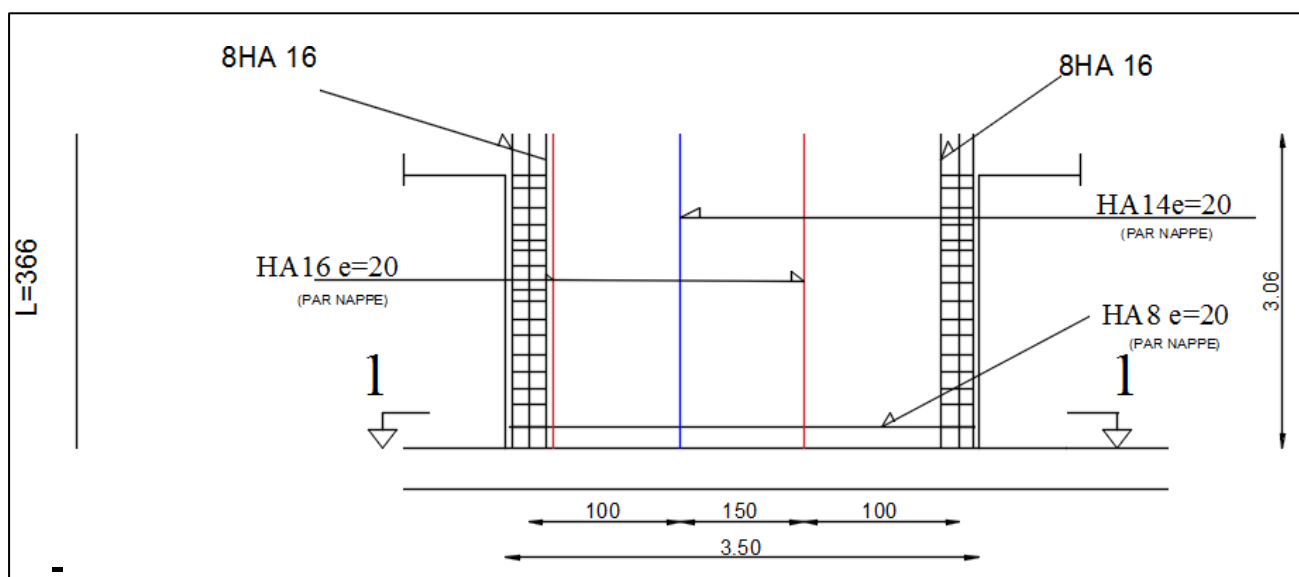


Figure (VI-11) : Ferrailage des voiles

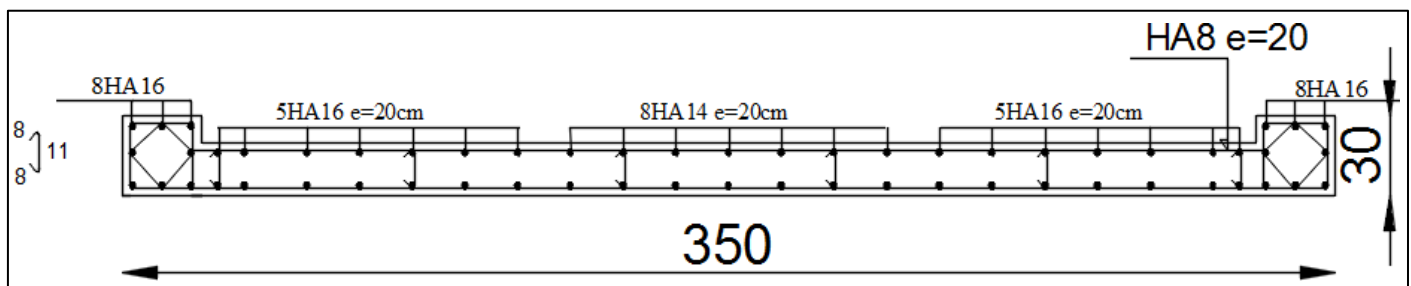


Figure (VI-12) : Coupe des voiles

VI-4-ferraillage des poteaux:

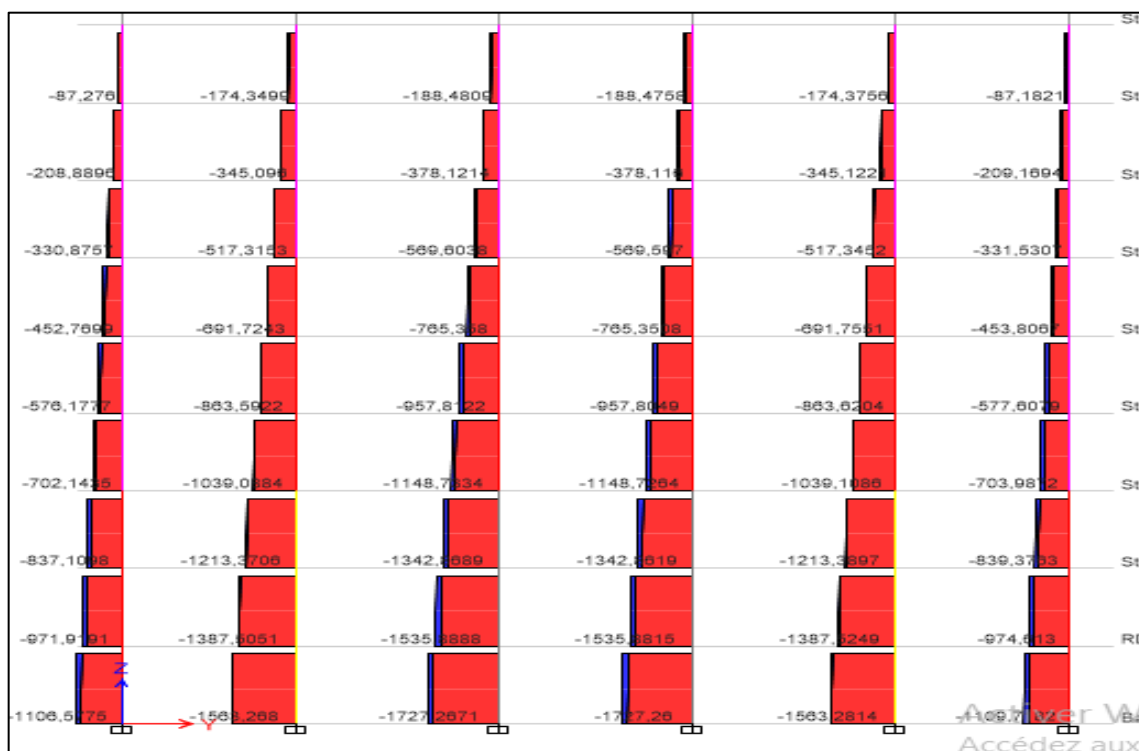
Le dimensionnement des armatures de poteaux s'effectue par un calcul en flexion composée, en prenant en compte les couples d'efforts ,moments les plus critiques issus des combinaisons d'actions. Toutefois, lorsque l'excentricité de l'effort est négligeable (moment très faible), le calcul théorique peut donner des sections d'acier inférieures aux seuils réglementaires. Dans ce cas, on applique les dispositions minimales du RPA, qui deviennent alors prépondérantes et plus sécuritaires . Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux de la structure. Ils ont pour rôle principal de reprendre les charges gravitationnelles (permanentes et d'exploitation) transmises par les planchers et les poutres, et de les transférer vers les fondations. En zone sismique, ils jouent également un rôle fondamental dans la stabilité globale du bâtiment en participant activement au système de contreventement par portiques pour résister aux forces horizontales.

Mode de sollicitation (La flexion composée)

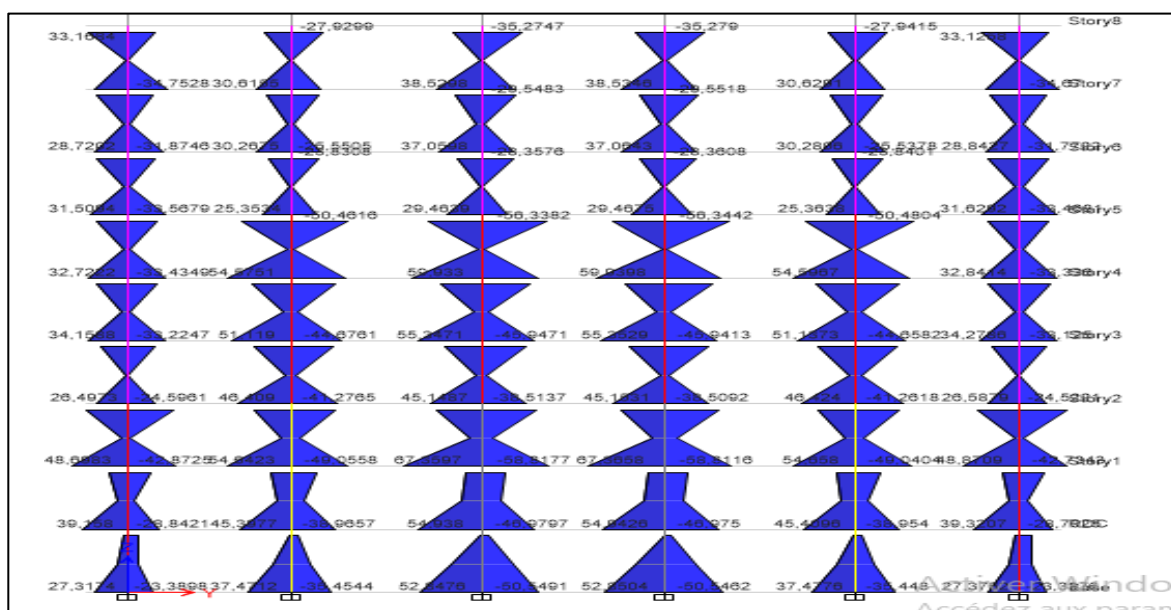
Contrairement aux poutres qui sont calculées en flexion simple, les poteaux sont soumis à de la **flexion composée**. Ils doivent en effet résister simultanément à :

- **Un effort normal (N)** : Compression axiale issue des charges verticales accumulées des étages supérieurs.
- **Un moment fléchissant (M)** : Provoqué par l'excentricité des charges, la continuité des nœuds poteaux-poutres, et surtout par les secousses horizontales induites par l'action du séisme.

présentation des sollicitations :



Figure(VI-13) : Effort normal

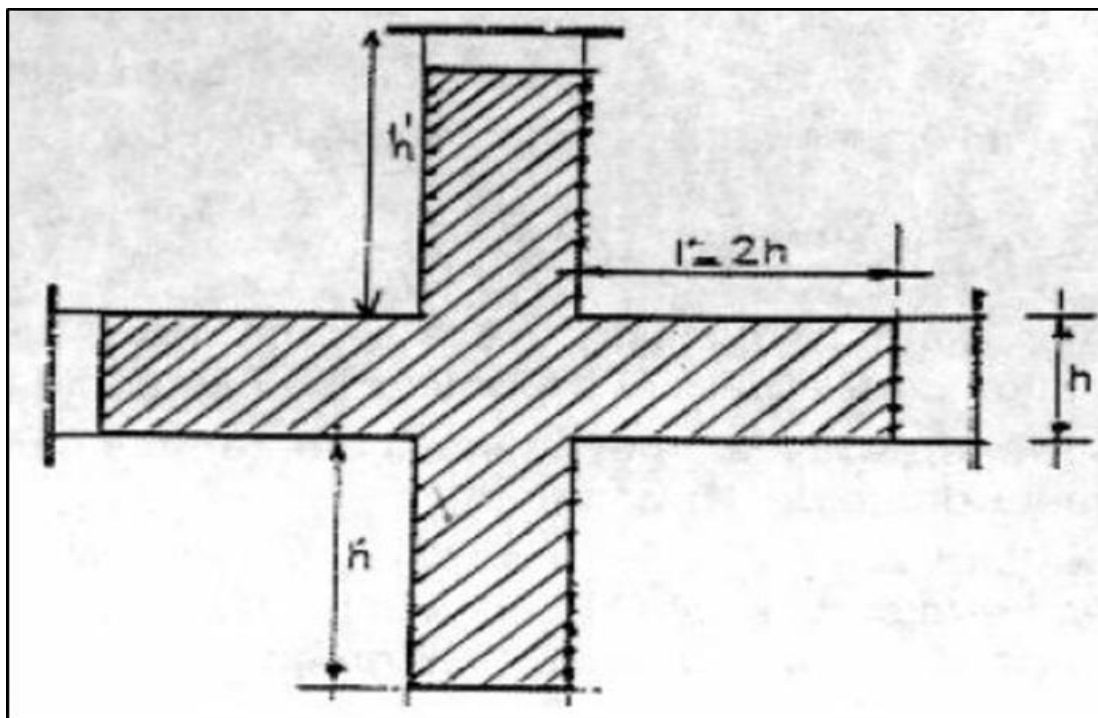


Figure(VI-14) : Moment fléchissant

- Méthode de calcul :**

Section	Etage (m)	As min (cm ²)	As adopté (cm ²)	armatures	L _{rec} (cm)	h' (cm)	t (cm)	A _t (Z.N)	t' (cm)	A _t (Z.C)
30*30	306	7.2	8.04	4HA16	65	60	15	5HA8	25	8HA8
35*35	306	9.8	10.68	4HA14+ 4HA12	50	60	12	6HA8	20	11HA8
40*40	306	12.8	14.20	4HA16+ 4HA14	60	60	14	5HA8	25	9HA8
45*45	306	16.2	16.08	8HA16	65	60	15	5HA8	25	8HA8
50*50	306	20	20.36	4HA16+ 8HA14	60	60	14	5HA8	25	9HA8

Tableau (VI-6) : _Ferrillage longitudinale des poteaux



Figure(VI-15) : Disposition constructive des poteaux

Zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b; h; 60\right)$$

Espacement :

Espacement max : 25cm

Dans la zone nodale : $t \leq (10 \varnothing; 15\text{cm})$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\varnothing$

a) Ferrailage longitudinales :

Exemple de calcul :

Poteau (30*30) :

$$A_{min} = 0.8\% \cdot 30 \cdot 30 = 7.2\text{cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4HA16}$$

b)-Ferrailage transversale :

zone nodale :

$$A_t = \frac{h'}{t}$$

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 30; 30; 60\right) \Rightarrow \mathbf{h' = 60\text{cm}}$$

$$t \leq (10 \varnothing; 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq (10 \cdot 16; 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq (16; 15\text{cm}) \Rightarrow \mathbf{t = 15\text{cm}}$$

$$A_t = \frac{60}{15} = 4 \quad \text{on adopte } \mathbf{5HA8}$$

zone courante :

$$A_t = \frac{h}{t'}$$

$$H = he - 60 - 60 = 306 - 60 - 60 = 186\text{cm}$$

$$t' \leq 15\varnothing \Rightarrow t' \leq 15 \cdot 1.6 \Rightarrow \mathbf{t' = 24\text{cm}}$$

$$\mathbf{A_t = \frac{h}{t'} = 7.75} \quad \text{on adopte } \mathbf{9HA8}$$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_b \leq f_{bu}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{b.h} = \frac{1681,42 \cdot 1000}{500 \cdot 500} = 6.73 \text{ Mpa} \leq f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} = 18.47 \text{ Mpa}$$

Schéma de ferrailage :

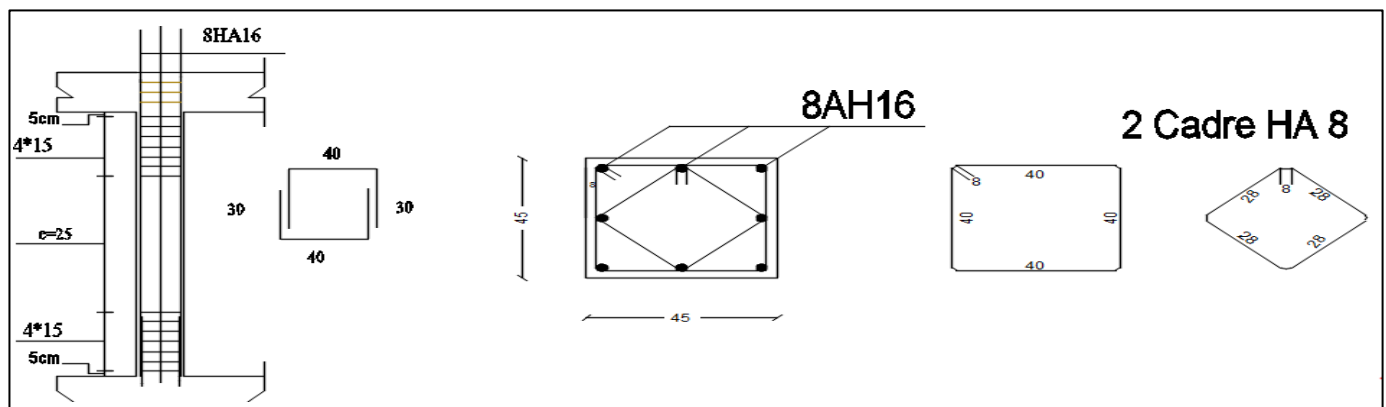


Figure (VI-16) : Ferrailage des voiles

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

VII-1-Introduction :

Les fondations font le pont entre la construction et le terrain : elles canalisent le poids total du bâtiment et les aléas climatiques (permanentes , variables et climatiques) vers le sol pour garantir la solidité et la pérennité de l'ensemble

VII-2-Les fondations :

VII-2-1-Choix de type de fondation :

- - Type de construction
- - Caractéristique du sol.
- - Stabilité totale du bâtiment.
- - Charge apportée par la structure.
- - La capacité portante du terrain de fondation.
- - Solution économique et facilité de réalisation.

VII-2-2-Définition de la fondation :

Les fondations constituent la partie inférieure d'un ouvrage de génie civil ou de bâtiment. Elles forment l'interface structurelle entre la construction et le terrain

On peut retrouver deux principaux types de fondation qui sont :

- Les fondations superficielles. (souvent appelées fondations directes)
- Les fondations profondes.

On peut les différencier par leur géométrie et leur fonctionnement

VII-2-3-Calcul des fondations :

Le calcul de fondation est une étape cruciale pour assurer la stabilité d'un ouvrage. Pour vous répondre précisément, il faut distinguer s'il s'agit d'une **fondation superficielle** ou d'une **fondation profonde**

VII-3-Le radier nervuré :

Le radier plan nervuré se constitue de :

- Béton de propreté.
- Dalle avec nervures transversales et longitudinales.
- La dalle est située à la partie supérieure du radier, de ce fait, la dalle renforce la poutre qui est en forme de T, ce système assure une grande rigidité.
- On conçoit pour la partie de l'ossature se trouvant au-dessous du niveau de base, un voile périphérique continu entre le niveau du radier et le niveau de base.
- Les nervures seront conçues de manière renversée, de sorte qu'elles soient enfouies dans le sol sous le radier. Cette disposition a été prévue pour avoir une hauteur de sous-sol exploitable

VII-3-1-Pré dimensionnement :

❖ l'épaisseur du radier :

$$hd \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

l_{max} : Distance maximale entre deux files successives.

hd : Epaisseur de la dalle.

On prend l'épaisseur de la dalle **$hd = 40 \text{ cm}$**

❖ la nervure :

$$hn \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{500}{10} \geq 50 \text{ cm}$$

hn : Epaisseur de la nervure.

On prend l'épaisseur de la nervure **$h_n = 100 \text{ cm}$** avec **$b_n = 50 \text{ cm}$**

❖ **Débordement (D) :**

$$D \geq \max \left(\frac{hn}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \geq \max \left(\frac{70}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$D \geq 35 \text{ cm}$$

On adopte : **D = 1.00 m**

VII-3-2-Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol

« $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar.}$ »

la condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_b = 145,5 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KPa}$$

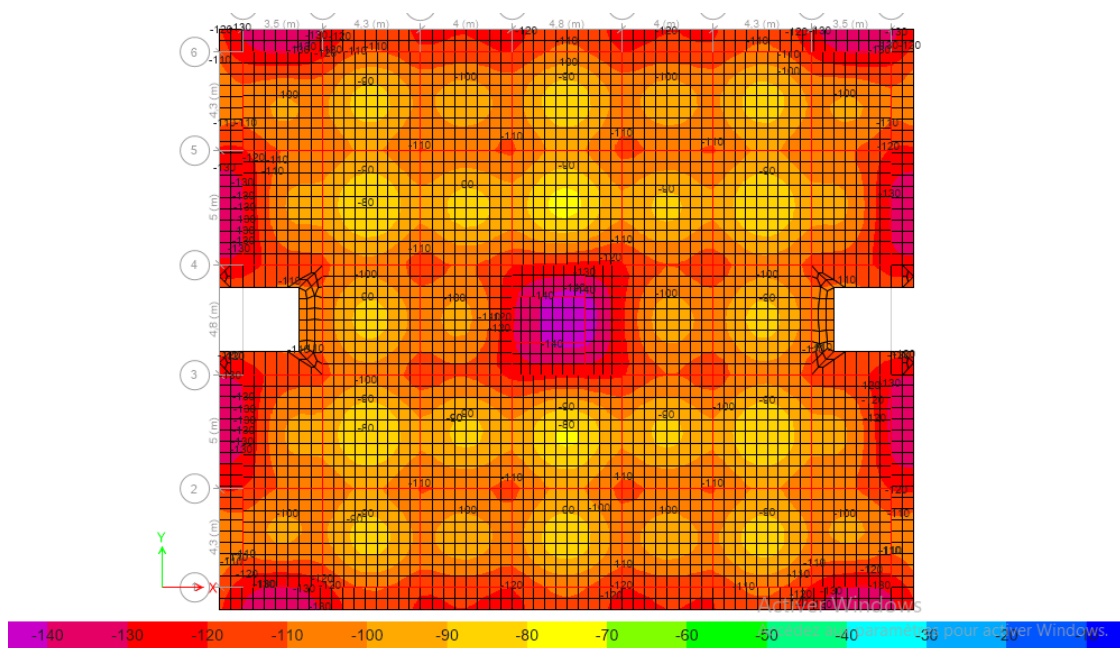
➤ **présentation de la contrainte :**

Figure (VII-1) : contrainte sous radier

VII-3-3-Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait en flexion simple, par une bande de 1m.

➤ présentation de la sollicitation :(ELS)

Sens XX :

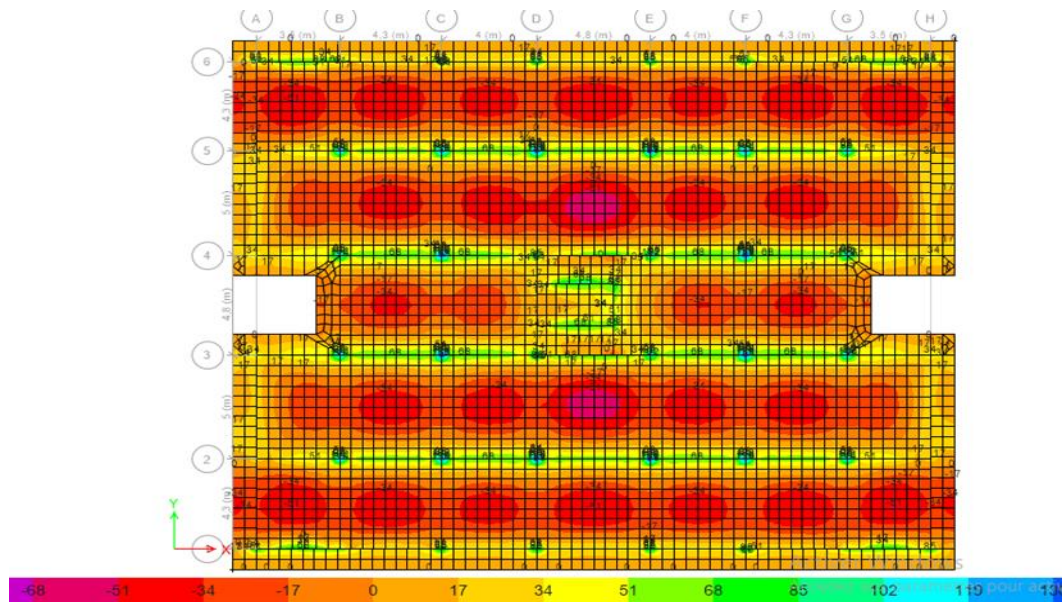


Figure (VII-2) : sollicitations du radier selon M_{11} .

Sens YY :

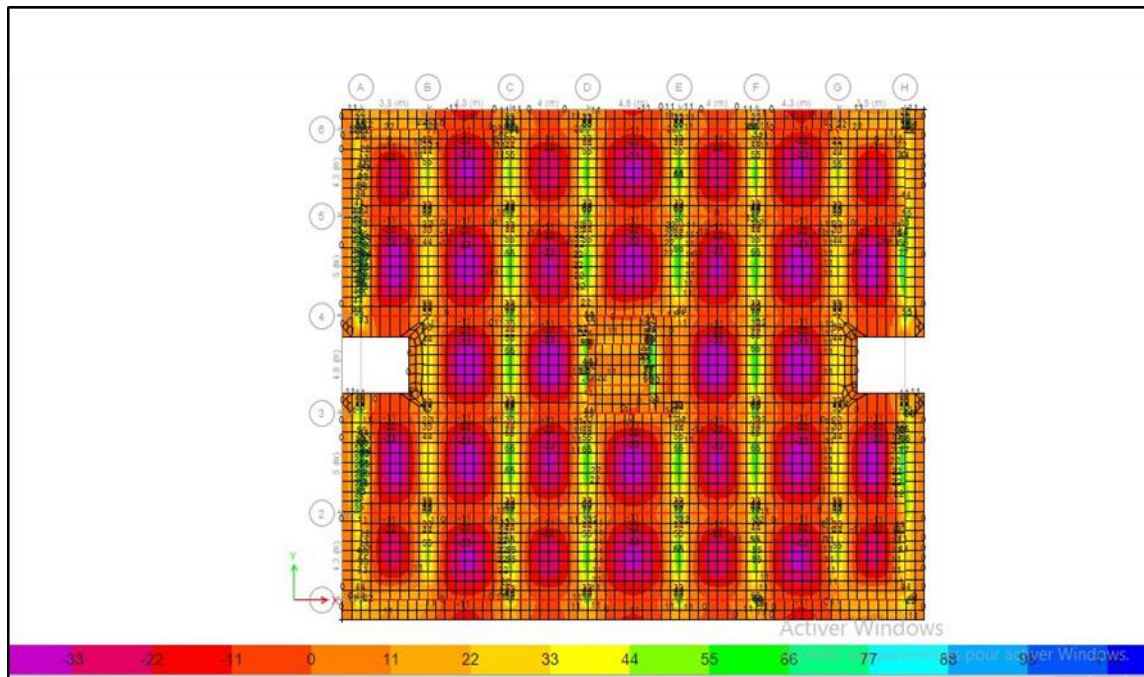


Figure (VII-3) : sollicitations du radier selon M_{22} .

➤ Résultat de ferrailage :

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Zone	M_{11} ELS (KN.m)	AS (cm ²)	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)	Armatures	M_{22} ELS (KN.m)	AS (cm ²)	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)	Armatures
Appuis	47.8	6.9	7.7	5HA14	42	6.2	6.78	6HA12
Travée	-39	5.6	5.65	5HA12	-44	6.5	6.78	6HA12

Tableau (VII-1) : ferrailage du radier (le panneau courant)

Zone	M_{11} ELS (KN.m)	AS (cm ²)	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)	Armatures	M_{22} ELS (KN.m)	AS (cm ²)	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)	Armatures
Appuis	73.42	10.8	11.09	5HA14+3HA12	46,13	6.6	6.78	6HA12
Travée	-39.46	5.6	5.65	5HA12	-45,32	6.5	6.78	6HA12

Tableau (VII-2) : ferrailage du radier (panneau spéciale).

En raison du renversement des efforts par rapport à un plancher classique, les nappes d'armatures sont inversées. Le moment en travée (M_t) tend les fibres supérieures (nappe supérieure), tandis que le moment sur appui (M_a) tend les fibres inférieures (nappe inférieure).

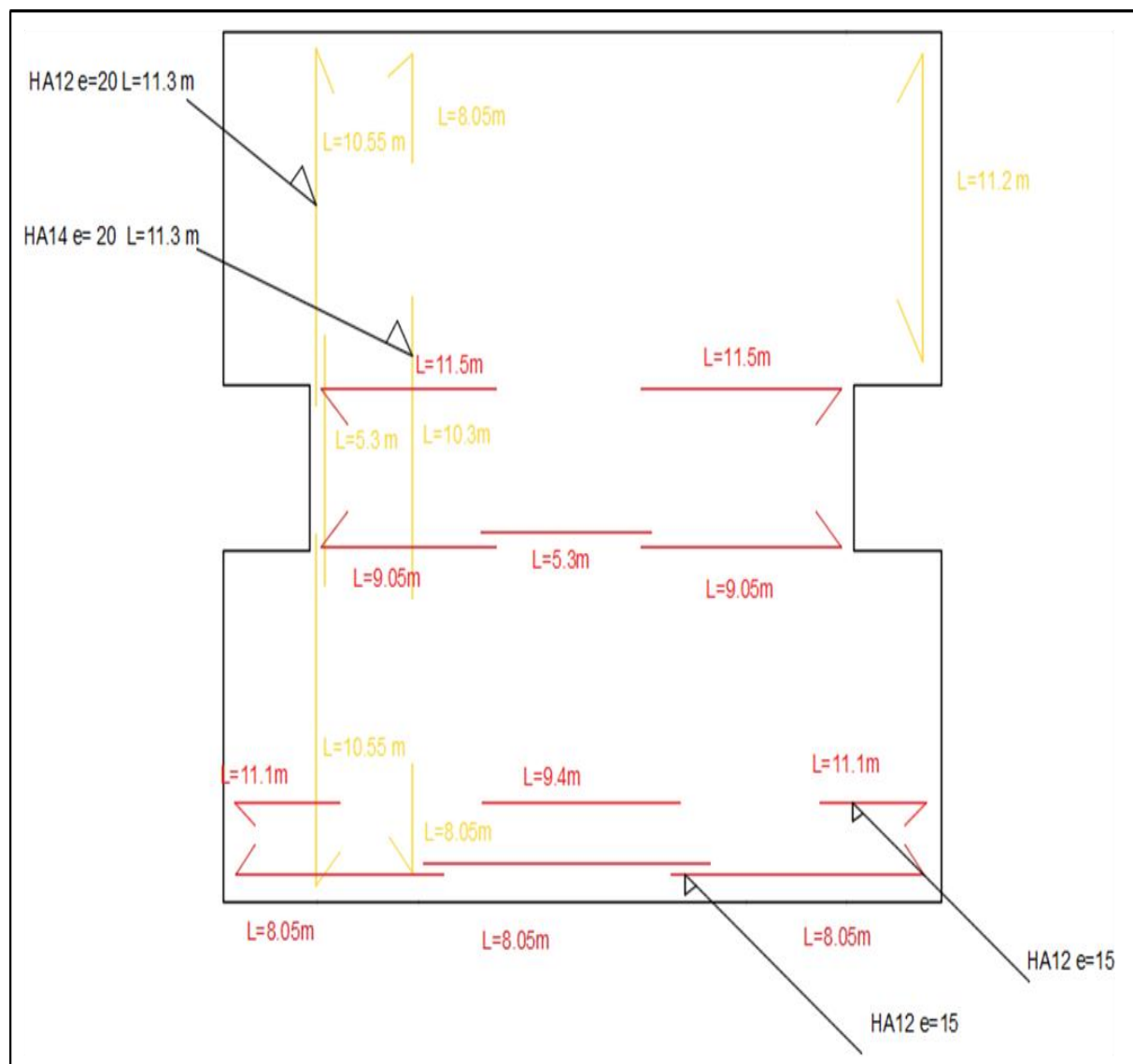
➤ **Shéma de ferrailage :**

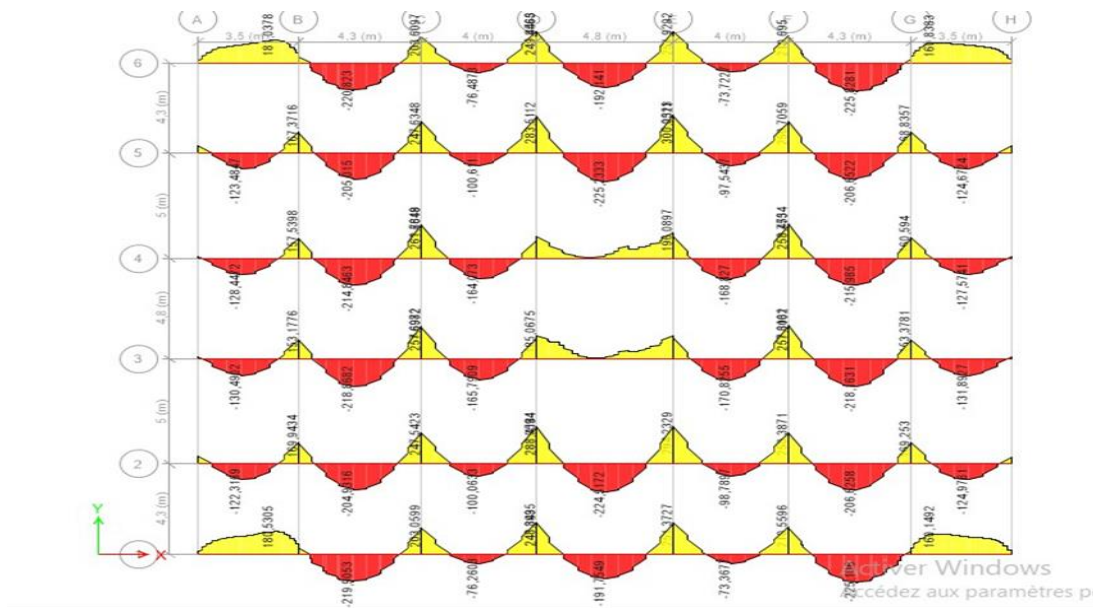
Figure (VI-4) : ferrailage coupe du radier

VII-3-4-Calcul de ferrailage de la nervure :

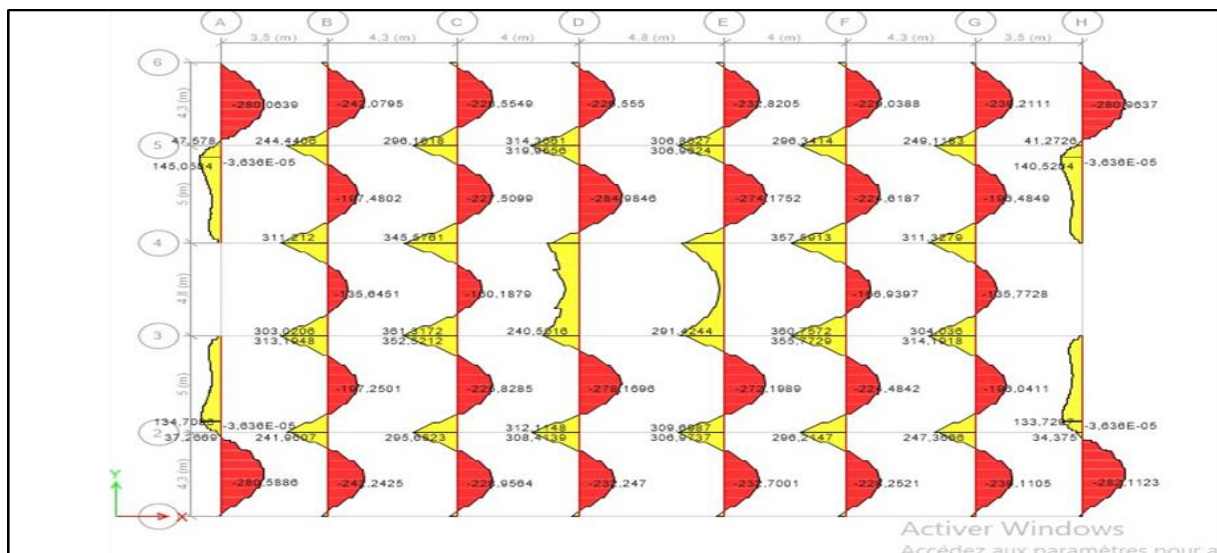
Le calcul du ferrailage est mené en flexion simple pour une bande unitaire de **1 de largeur** en considérant le panneau le plus sollicité (le plus grand panneau délimité par les nervures).

➤ **présentation de la sollicitation :(Etats limite service)**

Sens XX :



Sens YY :



Zone	M ELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	As (cm ²) adopte	armatures
appuis	50	6.3	0.5	15	7.7	5HA14
Travée	-282	17.6	4.6		17.75	5HA16+5HA14
appuis	316	19.8	4.9		20.01	5HA14+3HA16+ 2HA20
Travée	-248	15.4	4.2		17.75	5HA16+5HA14
appuis	364	22.9	5.3		23.41	5HA20+5HA14
Travée	-140	10.3	1.4		11.09	5HA14+3HA12
appuis	364	22.9	5.3		23.41	5HA20+5HA14
Travée	-248	15.4	4.2		17.75	5HA16+5HA14
appuis	317	19.8	4.9		20.01	5HA14+3HA16+ 2HA20
Travée	-282	17.6	4.6		17.75	5HA16+5HA14
appuis	49	6.3	0.5		7.7	5HA14

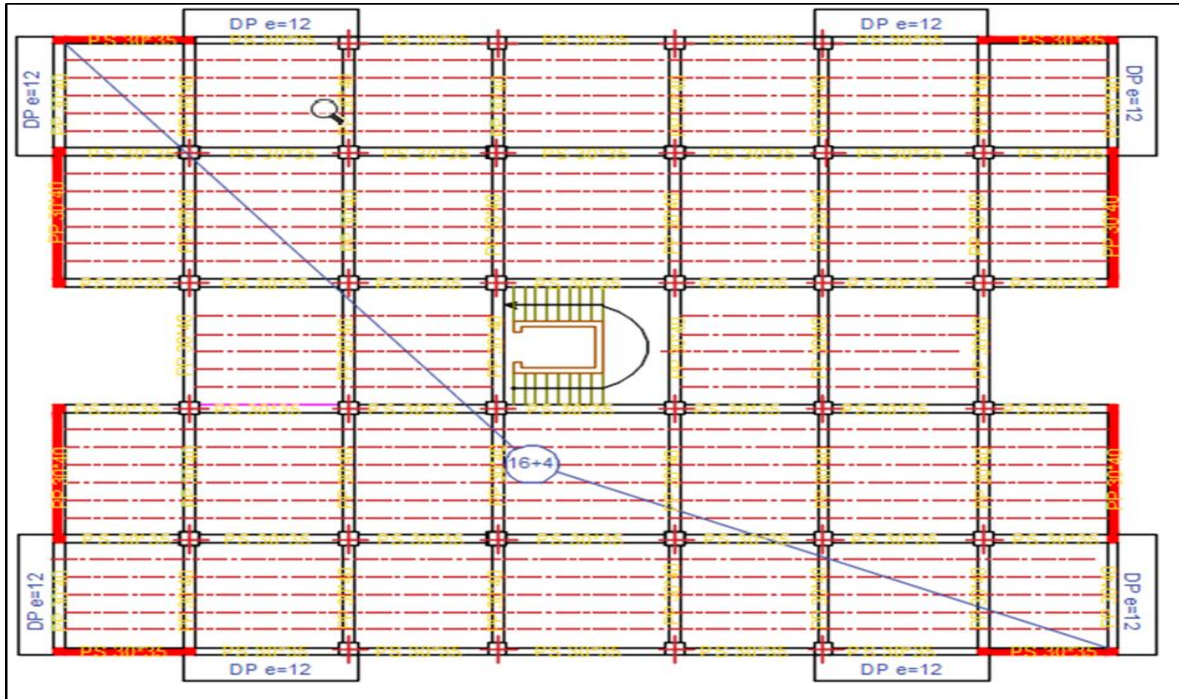
Tableau (VII-3) : ferrailage de la nervure selon XX

Zone	MELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	As (cm ²) adopte	armatures
appuis	38	6.3	0.4	15	7.7	5HA14
travée	-131	7.9	1.3		7.92	7HA12
appuis	170	10.4	1.7		11.09	5HA14+3HA12
travée	-226	14	4		15.71	5HA16+5HA12
appuis	264	16.5	4.4		17.75	5HA14+5HA16
travée	-166	10.1	1.7		10.18	9HA12
appuis	289	18.5	4.6		18.88	5HA14+4HA16+ 1HA20
travée	-192	11.8	1.9		11.81	5HA12+4HA14
appuis	296	18.5	4.7		18.88	5HA14+4HA16+ 1HA20
travée	-166	10.1	1.7		10.18	9HA12
appuis	265	16.5	4.4		17.75	5HA14+5HA16
travée	-226	14	4		15.71	5HA16+5HA12
appuis	169	10.4	1.7		11.09	5HA14+3HA12
travée	-131	7.9	1.3		7.92	7HA12
appuis	45	6.3	0.5		7.7	5HA14

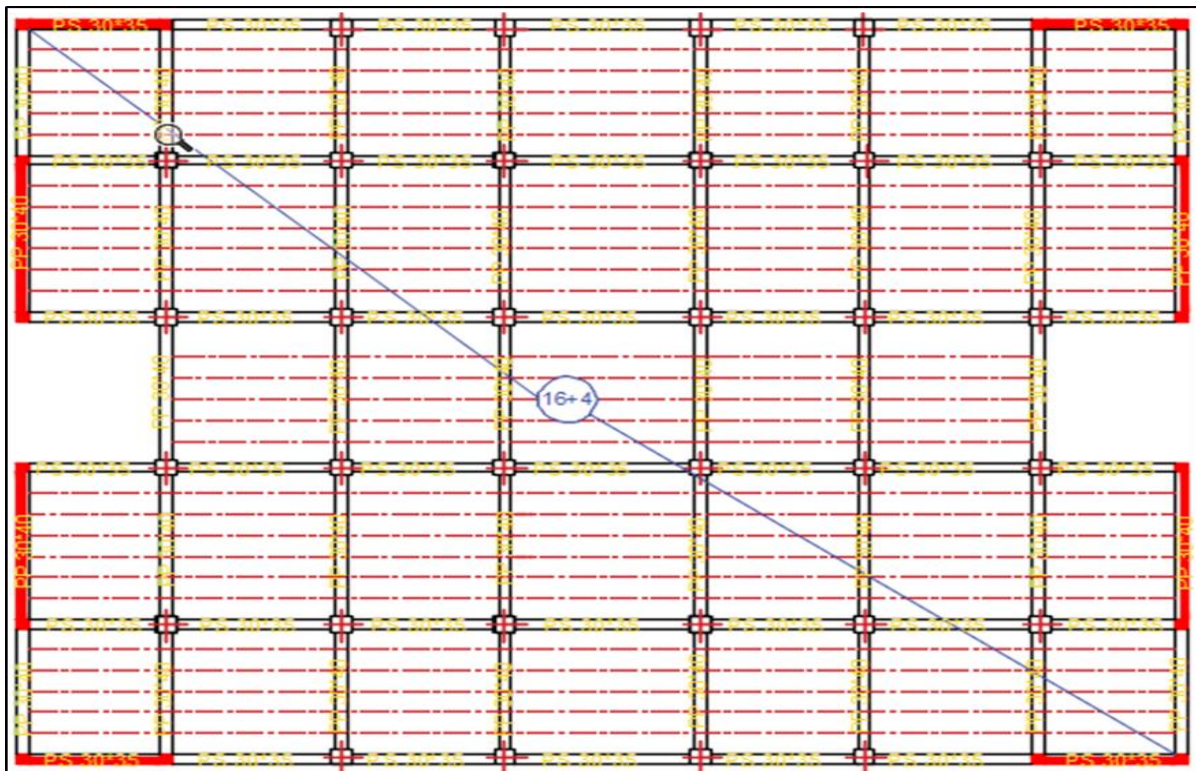
Tableau (VII-4) : ferrailage de la nervure selon YY..

Plan coffrage

Etage courant :



Terrasse :



CONCLUSION GÉNÉRALE

En conclusion, nous pouvons affirmer que ce travail nous apporte une grande satisfaction au regard des objectifs atteints. Ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le dimensionnement, la conception et le calcul des structures en utilisant les logiciels saap2000, Robot . L'analyse des résultats a confirmé la stabilité de l'ouvrage et a permis de définir le ferrailage des éléments structurels, secondaires ainsi que des fondations, de manière optimale. Enfin, les vérifications dynamiques ont prouvé l'absence de phénomènes de rotation ou de déplacements excessifs. La structure ainsi que ses fondations sont conformes et stables, même sous sollicitations sismiques.

Bibliographie :

Règlements :

- Règles BAEL 91 modifiées 99.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA2024).
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- CBA 93 : Document Technique Réglementaire (DTR BC 2.2), *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé*, Ministère de l'Habitat, Alger, 1993

Livres et documents :

- Mr BACHIR KEBAILI « Le béton armé aux états limites », Université Badji Mokhtar Annaba, Edition n° 01, 2006-2007, p 01-139.
- Kies, M. E. A. & Chikh, Z., *Étude d'un bâtiment R+8 en béton armé à contreventement mixte*, Mémoire de Master en Génie Civil, Université Abou Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- Belazougui, M., *Calcul des structures en béton armé : Applications au BAEL 91 et règles parasismiques algériennes (RPA)*, Office des Publications Universitaires (OPU), Alger, Algérie.
- Nehari, A. & Nadji, K. (2017). *Étude d'un bâtiment en (R+8) de forme irrégulière à Tlemcen*. Mémoire de Master en Génie Civil, Spécialité : Structures, Faculté de Technologie, Université de Tlemcen.
- Bernaoui, O. (2022). *Étude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation à Tlemcen*. Mémoire de Master en Génie Civil Option : Ingénierie des Structures, Université Abou Bekr Belkaïd, Tlemcen

Logiciels :

- Robot Expert 2010 (calcul de ferrailage).
- Word 207 (écrire le mémoire).
- PowerPoint 2013 (présentation du mémoire).
- Saap2000