



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil



UNIVERSITE
Abdelhamid Ibn Badis
MOSTAGANEM

MEMOIRE

Pour obtenir le diplôme de
MASTER EN GENIE CIVIL
Spécialité : Structures
Thème

ÉTUDE TECHNIQUE D'UN BÂTIMENT R+10 + SOUS-SOL AVEC UN SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT MURES PORTEURS

Présenté par :

DJEROUROU Abdelkarim

SENOUCI Ayyoub

Soutenu le 19/06/2025

Devant le jury composé de :

Président : Mr MEHALA Tewfik

Examineur : Mr SADKI Nizar

Rapporteur : Mr BAHAR Sadek

Université de Mostaganem

Université de Mostaganem

Université de Mostaganem

Année Universitaire 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Avant tous, nous exprimons notre gratitude à Dieu le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force et la persévérance nécessaires pour mener ce travail à son terme.

Un grand merci à nos parents sans qui ce projet n'aurait pu être concrétisé.

*Nous voudrions exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur **M.BAHAR Sadek** Nous le remercions sincèrement pour sa grande disponibilité et son accompagnement tout au long de la réalisation de ce travail à nos côtés.*

*Nous souhaitons reconnaître et apprécier
Mr SADKI Nizar et Mr MEHALA Tewfik
d'avoir accepté d'examiner ce mémoire*

À tous ceux qui nous ont apporté leur soutien et leur aide, que ce soit de près ou de loin, pour la réalisation de ce projet, nous leurs exprimons notre sincère et vive gratitude.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À mes parents bien-aimés

Je vous adresse ma plus profonde gratitude.

Votre amour inconditionnel, vos sacrifices silencieux, votre patience et votre soutien constant ont été les véritables piliers de mon parcours. Sans vous, rien de tout cela n'aurait été possible.

Vous avez toujours cru en moi, même lorsque le doute m'envahissait. Ce mémoire est le fruit de votre dévouement et de votre confiance indéfectible

À mes frères et à ma précieuse sœur

Votre présence, vos encouragements et votre bienveillance m'ont porté(e) tout au long de ce chemin.

Dans les moments de fatigue comme dans les instants de joie, vous avez su me motiver et me reconforter.

Merci pour votre soutien, votre complicité et votre amour.

Ce mémoire vous est aussi dédié.

DJEROUROU Abdelkarim

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À mes parents bien-aimés

*Je tiens à vous exprimer toute ma reconnaissance et mon amour.
Votre soutien discret mais constant, vos innombrables sacrifices, votre patience sans faille et votre affection inépuisable ont été les fondations sur lesquelles j'ai pu construire mon parcours.*

*À chaque étape, dans les moments de doute comme dans ceux d'espoir, vous avez été là, croyant en moi parfois plus que moi-même.
Ce mémoire est bien plus qu'un simple travail de fin d'étude : il est le reflet de votre engagement, de votre confiance et de tout ce que vous m'avez transmis.
Rien de tout cela n'aurait été possible sans vous.*

À mes frères

Votre présence rassurante, vos encouragements sincères et votre bienveillance constante m'ont accompagné à chaque étape de ce parcours.

Dans les périodes de doute comme dans les instants de réussite, vous avez su trouver les mots justes pour me reconforter, me redonner confiance et me faire avancer.

Merci pour votre soutien inestimable, votre écoute attentive et l'amour que vous m'avez toujours offert.

Ce mémoire est autant le vôtre que le mien.

SENOUCI Ayyoub

RESUME

Ce document consiste en l'étude technique d'une structure à usage multiple (parking, local technique, habitation) composée du rez de chaussée +10 étages avec sous-sols.

L'ouvrage est implanté à Oran qui est considéré zone sismique VI.

La sécurité vis-à-vis des actions verticales et horizontales est assurée par un système de contreventement murs porteurs.

L'étude technique a été établie conformément aux règles algériennes en vigueur (RPA2024, CBA 93, BAEL91/99) et se divise en :

La présentation de l'ouvrage, le pré dimensionnement et la descente de charge.

L'étude des éléments qui ne participent pas à la résistance de la structure (balcon, acrotère, escaliers).

L'analyse dynamique réalisée avec le logiciel ROBOT version 2024 et l'étude des éléments structuraux (plancher, poutres d'extrémité, voiles)

L'étude de l'infrastructure qui a abouti à une fondation de type radié.

Mots clés : Etude sismique, Etude bâtiment, Voile de contreventement, ROBOT, RDM6.

ABSTRACT

This document consists of the technical study of a multi-use structure (parking, technical room, housing) consisting of a ground floor + 10 floors with basements.

The structure is located in Oran, which is considered seismic zone VI.

A load-bearing wall bracing system ensures safety with respect to vertical and horizontal actions.

The technical study was prepared in accordance with current Algerian regulations (RPA2024, CBA 93, and BAEL91/99) and is divided into:

Presentation of the structure, pre-dimensioning, and load descent.

Study of elements that do not contribute to the structure's strength (balcony, parapet, stairs).

Dynamic analysis performed with ROBOT software version 2024 and study of structural elements (floor, end beams, walls)

Study of the infrastructure resulting in a raft-type foundation.

Keywords: Seismic study, Building study, Shear wall, ROBOT, RDM6

ملخص

تتكون هذه الوثيقة من دراسة فنية لمنشأة متعددة الاستخدامات (موقف سيارات، غرفة تقنية، سكن) تتكون من طابق أرضي + 10 طوابق مع أقبية. يقع المبنى في وهران، التي تُعتبر منطقة زلزالية سادسة. يُضمن نظام تدعيم الجدران الحاملة السلامة في المناورات الرأسية والأفقية. أُعدت الدراسة الفنية وفقاً للوائح الجزائرية السارية (RPA2024، CBA 93، BAEL91/99)، وتنقسم إلى: عرض المبنى، وتحديد أبعاده مسبقاً، وتخفيض الأحمال. دراسة العناصر التي لا تُساهم في متانة المبنى (الشرفة، الحاجز، السلالم). أُجري تحليل ديناميكي باستخدام برنامج ROBOT الإصدار 2024، ودراسة العناصر الإنشائية (الأرضية، العوارض الطرفية، الجدران). دراسة البنية التحتية التي أسفرت عن أساسات من نوع الطوافة. الكلمات المفتاحية: دراسة زلزالية، دراسة بناء، جدار القص، ROBOT، RDM6.

SOMMAIRE

Chapitre 1: PRESENTATION DU PROJET	2
1.1. Description de l'ouvrage	2
1.2. Nature de l'ouvrage.....	2
1.3. Caractéristiques géométriques	3
1.4. Composition de la structure.....	3
1.4.1. Plancher.....	3
1.4.2. Ossature.....	3
1.4.3. Voiles	3
1.4.4. Poutres noyées	3
1.4.5. Escalier.....	3
1.4.6. Maçonnerie	4
1.4.7. Acrotère	4
1.4.8. Revêtement	4
1.4.9. Infrastructure	4
15. Caractéristiques des matériaux	4
1.5.3. Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions.....	7
1.5.4. Caractéristiques géotechniques du sol	7
1.5.5. Normes utilisées	8
1.5.6. Logiciels utilisés	8
1.5.7. Plans	9
Chapitre 2: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	14
2.1. Introduction	14
2.2. Plancher.....	14
2.3. Les voiles	14
2.4. Poutres noyées.....	15
2.5. Poutres d'extrémité.....	16
2.6. L'escalier.....	16
2.7. Descente de charge	16
2.7.1. Murs intérieurs.....	16
2.7.3. Murs extérieurs.....	17
2.7.4. Plancher terrasse.....	17
2.7.5. Plancher étage courant	17
2.7.6. RDC.....	17

2.7.7. Sous-sol	18
2.7.8. Balcon	18
2.7.9. Paillasse.....	18
2.7.10. Palier.....	18
Chapitre 3: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	20
3.1. Introduction	20
3.2. Balcon	20
3.2.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU).....	20
3.2.2. Calcul à l'état limite service (ELS).....	22
3.2.3. Vérification de l'effort tranchant	23
3.2.4. Vérification de la flèche	23
3.2.5. Dessin de ferrailage	24
3.3. Acrotère.....	24
3.3.1. Calcul des sollicitations	24
3.3.3.1.ELU.....	25
3.3.3.2.ELS	25
3.3.2. Calcul du ferrailage.....	25
3.3.2.1.ELU.....	25
3.3.2.2.ELS	26
3.3. Escalier	27
3.4.1. Différents éléments de l'escalier.....	27
3.4.2. Vérification de la loi de Blondel.....	28
3.4.4.Calcul du ferrailage.....	31
3.4.4.1.En travée (ELU).....	31
3.4.4.2.En travée (ELS)	31
3.4.4.3.En appui (ELU)	31
3.4.4.4.En appui (ELS)	32
3.4.5.Vérification de l'effort tranchant.....	33
3.4.6.Dessin de ferrailage.....	33
Chapitre 4: MODELISATION ET VERIFICATION RPA	35
4.1.Introduction.....	35
4.2.Choix de la méthode de calcul.....	35
4.3.Méthode statique équivalente	35
4.3.1.Conditions d'application de la MSE	35
4.4.Méthode dynamique modale spectrale	35

4.4.1 Conditions d'application de la MMS	35
4.4.2.Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	36
4.4.3.Période T1 et T2 du site considérée S2	37
4.4.4.Spectre de réponse de calcul.....	37
4.5.Modélisation	39
4.5.1.Calcul de la force sismique	40
4.5.2.Résultante des forces sismiques de calcul	43
4.5.3..Evaluation des excentricités.....	44
4.5.4.Vérification des déplacements inter-étages	44
4.5.5.Vérification effet P-delta.....	45
4.5.7. Conclusion.....	47
Chapitre 5: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	49
5.1.Introduction.....	49
5.2.Plancher.....	49
5.2.1.Les vérifications.....	51
5.3.Poutre noyée	53
5.4.Poutre d'extrémité	54
5.4.1.Calcul du ferrailage	54
5.4.1.1Travée.....	54
5.4.1.2.Appui.....	55
5.5.Voiles	57
5.5.1.Introduction	57
5.5.2.Combinaison de charge	57
5.5.3. Dessin de ferrailage.....	60
Chapitre 6: INFRASTRUCTURE.....	62
6.1.Introduction.....	62
6.2.Choix du type de fondation	62
6.2.1.Avantage du radier	62
6.2.1.5. Dessin de ferrailage.....	68
CONCLUSION GENERALE.....	69

LISTE DES NOTATIONS

f_{c28} : résistance à la compression du béton à 28 jours.
 F_{cj} : résistance du béton à la compression à j jours ($j < 28$).
 γ béton : masse volumique du béton.
 F_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.
 σ_{bc} : contrainte limite ultime du béton comprimé.
 $\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte limite service du béton comprimé.
 τ_u : contrainte de cisaillement.
 γ_b : coefficient de sécurité du béton.
 γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.
 E_i : module de déformation longitudinale instantanée.
 E_v : module de déformation longitudinale différée.
 G : module de déformation transversale.
 ϵ_s : allongement relatif de l'acier.
 E_s : Module d'élasticité longitudinale.
 F_e : Limite d'élasticité garantie.
 E : module de YOUNG.
 ν : coefficient de POISSON.
 σ_s : limite élastique de l'acier utilisé.
 η : Coefficient de fissuration.
 $\overline{\sigma}_s$: contrainte limite de l'acier.
 G : charge permanente.
 Q : charge d'exploitation.
 E : effort de séisme.
 e ; e_p : épaisseur dalle.
 L ; a : longueur et épaisseur du voile.
 h_e : hauteur libre d'étage.
 b : largeur de la poutre.
 h : hauteur de la marche.
 g : la largeur de la marche.
 H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.
 n : nombre de contre marches.
 L : projection horizontale de la volée.
 P : charge concentrée du balcon.
ELU : état limite ultime.
ELS : état limite service.
 μ : moment réduit.
 T : effort tranchant.
 b : largeur de la section.
 d : hauteur utile.
 c : enrobage.
 I : moment d'inertie.

A_{cal} : section d'armatures calculée.
 A_{min} : section d'armatures minimale.
 A : section d'armatures choisie.
 A_v : section d'armatures verticales.
 A_h : section d'armatures horizontales.
 A_r : armatures de répartition.
 A_t : armatures transversales.
 A_s : section d'armatures tendues.
 $A's$: section d'armatures comprimées.
 n : coefficient d'équivalence.
 S_t, e : espacement.
 \emptyset_t : diamètre des barres.
 F_p : force de poussée.
 W_p : Poids de l'acrotère.
 C_p : facteur des forces horizontales.
 g : Accélération de la pesanteur.
 A : Coefficient d'accélération
 I : facteur d'importance
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
 Q : Facteur de qualité.
 V : force sismique calculée par la méthode statique équivalente.
 W : poids total de la structure.
 λ : Coefficient de correction.
 W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
 W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.
 β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
 CT : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage.
 h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
 d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.
 $X_m ; Y_m$: coordonnées du centre de masse.
 $X_t ; Y_t$: coordonnées du centre de torsion.
 P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau
 $k. V_k$: effort tranchant d'étage au niveau
 $k. \Delta_k$: déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau
 $k-1. h_k$: hauteur du niveau
 $k. F_n$: force horizontale appliquée au niveau n .
 W_n : Masse au niveau $n. H_n$: hauteur du niveau n .
 $M_{tu} ; M_{au}$: moments en travée et en appui à l'ELU.
 M_{ts}, M_{as} : moments en travée et en appui à l'ELS.
 N : effort normal.

M : moment.

B : section de béton.

V : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue/comprimée.

L ; e : longueur ; épaisseur du voile.

Lt : longueur de la zone tendue.xvii

Ss : surface des semelles.

SB : surface du bâtiment.

Le : longueur élastique du radier.

Lmax : longueur du panneau le plus sollicité.

K : coefficient d'élasticité du sol.

B : largeur du panneau le plus sollicité.

Uc : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier.

μ_x, μ_y : coefficients de PIGEAUD.

$\alpha ; \beta$: paramètres auxiliaires pour le calcul du ferrailage à l'ELU.

K1, $\beta_1 ; \rho_1$: paramètres auxiliaires pour le calcul du ferrailage à l'ELS

LISTE DES FIGURES

- Figure 1-1 : Implantation du projet
- Figure 1-2 : Plan du sous-sol
- Figure 1-3 : Plan du RDC
- Figure 1-4 : Plan d'étage courant
- Figure 1-5 : Façade Principale du bloc A R+10
- Figure 1-6 : Façade postérieure du bloc A R+10
- Figure 2-1 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations
- Figure 3-1 : Calcul du moment fléchissant (ELU) par RDM6
- Figure 3-2 : Calcul de l'effort tranchant (ELU) par RDM6
- Figure 3-3 : Calcul du moment fléchissant (ELS) par RDM6
- Figure 3-4 : Calcul de l'effort tranchant (ELS) par RDM6
- Figure 3-5 : Ferrailage du balcon
- Figure 3-6 : Les dimensions de l'acrotère
- Figure 3-7: Ferrailage d'acrotère
- Figure 3-8 : Calcul du moment fléchissant (ELU) par RDM6
- Figure 3-9 : Calcul de l'effort tranchant (ELU) par RDM6
- Figure 3-10 : Calcul du moment fléchissant (ELS) par RDM6
- Figure 3-11 : Calcul de l'effort tranchant (ELS) par RDM6
- Figure 3-12 : Ferrailage des escaliers
- Figure 4-1 : Disposition des voiles
- Figure 4-2 : vue de la structure modélisée
- Figure 4-3 : Le 1er mode est une translation suivant Y
- Figure 4-4 : Le 1er mode est une translation suivant X
- Figure 4-5 : le 3ème mode est une torsion
- Figure 5-1 : résultats de cartographie (ELU)
- Figure 5-2 : résultats de cartographie (ELS)
- Figure 5-3 : Robot expert calcul les sections (X-X)
- Figure 5-4 : Robot expert calcul les sections (Y-Y)
- Figure 5-5 : Ferrailage des poutres noyées
- Figure 5-6 : Ferrailage des poutres extrêmes
- Figure 5-7 : Paramètres Voile
- Figure 5-8 : Cartographie Zone 1
- Figure 5-9 : Cartographie Zone 2
- Figure 5-10 : Cartographie Zone 3
- Figure 5-11 : Ferrailage Voile 3m
- Figure 6-1 : Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELU
- Figure 6-2 : Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELS
- Figure 6-3 : Robot expert calcul les sections (X-X)
- Figure 6-4 : Robot expert calcul les sections (Y-Y)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1: Les dimensions géométrique du bâtiment
Tableau 2.1: Le dimensionnement des voiles
Tableau 2-2: Les dimensions des escaliers
Tableau 2.3: Descente de charge des murs intérieurs
Tableau 2-4: Descente de charge des murs extérieurs
Tableau 2-5: Descente de charge des murs extérieurs
Tableau 2-6: Descente de charge des étages courant
Tableau 2-7: Descente de charge du RDC
Tableau 2-8: Descente de charge du Sous-sol
Tableau 2-9: Descente de charge des balcons
Tableau 2-10: Descente de charge des paillasses
Tableau 2-11: Descente de charge des paliers
Tableau 3-1: Les moments et efforts tranchants (ELU)
Tableau 3-2: Les moments et efforts tranchants (ELS)
Tableau 3-3: Les sollicitations de calcul
Tableau 3-4: Les moments et efforts tranchants
Tableau 4-1: Les conditions du facteur de qualité
Tableau 4-2: Les valeurs du Coefficient d'accompagnement
Tableau 4-3: Résultats dynamiques
Tableau 4-4 résultante des forces sismique
Tableau 4-5 Evaluation des excentricités
Tableau 4-6 Valeurs limites des déplacements inter-étages
Tableau 4-7 vérification déplacement inter-étages
Tableau 4-8 : vérification effets du second ordre sens x-x
Tableau 4-9 : vérification effets du second ordre sens y-y
Tableau 5-1: Les moments max du plancher
Tableau 5-2: Choix des armatures
Tableau 5-3: Les moments et efforts tranchants
Tableau 5-4: Les moments et efforts tranchants
Tableau 5-5: Sections des armatures des voiles
Tableau 6-1: Récapitulatif moments M_{xx}
Tableau 6-2: Récapitulatif moments M_{yy}
Tableau 6-3: Choix des armatures de radier
Tableau 6-4 : Vérification à l'ELS

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93,BAEL91, RPA 2024 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure.

L'ingénieur bâtiment, appelé à toujours proposer une solution optimale qui réunira qualité et temps, devra aussi s'assurer que les coûts de la construction soient abordables.

C'est dans cette optique que s'inscrit notre projet de fin d'études intitulé « Etude technique d'un bâtiment R+10 avec 1 sous-sol ».

Notre travail se présentera comme suit :

Le premier chapitre vise à présenter notre ouvrage dans son ensemble.

Le second est consacré au pré dimensionnement des différents éléments de la structure et la descente de charge.

Le troisième aborde l'étude des éléments non structuraux (balcon, acrotère, escaliers).

Le quatrième se fixe à modéliser la structure sur Robot, voir son comportement en cas de séisme et y vérifier sa sécurité.

Le cinquième concerne l'étude des éléments structuraux.

Le sixième s'intéresse au choix du type de fondation

Chapitre 1 : Présentation du projet

Chapitre 1: PRESENTATION DU PROJET

1.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste en la réalisation d'un bâtiment multifonctionnel de 10 étages (R+10) avec un sous-sol, qui sera implanté dans la wilaya d'Oran, une zone classée en moyenne sismicité (Zone IV) selon les normes RPA 2024.



Figure 1-1 : Implantation du projet

Il sera donc essentiel de prendre en compte les spécificités sismiques pour garantir la sécurité et la stabilité du bâtiment.

1.2. Nature de l'ouvrage

Le bâtiment se compose des éléments suivants

- Un sous-sol dédié au parking.
- Le rez-de-chaussée et le premier étage seront utilisés comme locaux techniques.
- 9 étages destinés à l'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

1.3. Caractéristiques géométriques

Tableau 1-1: Les dimensions géométrique du bâtiment

Hauteur étage courant	3.06
Hauteur RDC	4.08
Hauteur sous-sol	4.50
Largeur totale	16.20
Longueur totale	22.70
Hauteur totale	34.68

1.4. Composition de la structure

1.4.1. Plancher

Un plancher est un ouvrage plan séparant les niveaux d'une habitation. Il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment et d'assurer l'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

On à deux types de plancher

Les planchers à corps creux offrent des avantages en termes de coût, de légèreté et de rapidité d'exécution, tandis que les planchers à dalle pleine sont plus esthétiques et résistants. Étant donné la taille de notre structure,

Nous avons choisi les planchers à dalle pleine.

1.4.2. Ossature

L'ossature retenue est un système de murs porteurs, garantissant la stabilité de la structure face aux actions verticales et horizontales.

1.4.3. Voiles

Ce sont des éléments verticaux. Ils assurent la stabilité d'un bâtiment en résistant aux forces horizontales, telles que le vent ou les séismes. Il peut aussi porter des charges verticales. Les voiles jouent un rôle crucial dans le contreventement et la rigidité de la structure.

1.4.4. Poutres noyées

Les poutres seront intégrées dans le plancher et supporteront les charges de celui-ci ainsi que celles des murs.

1.4.5. Escalier

Un escalier est une construction composée d'une succession de marches et de contremarches, permettant de relier deux niveaux d'un bâtiment en montant ou en descendant. Il est souvent fabriqué en béton armé, coulé sur place.

1.4.6. Maçonnerie

Les murs extérieurs sont constitués de deux parois de briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm, afin d'assurer une bonne isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont réalisés en une seule paroi de briques creuses de 10 cm.

1.4.7. Acrotère

Le mur acrotère est une petite structure placée sur le sommet d'un toit, souvent sous forme de muret, qui sert à la fois de protection et à des fins décoratives. Il peut aussi être utilisé pour masquer les éléments techniques du toit, comme les conduits ou les équipements.

1.4.8. Revêtement

La façade extérieure : enduit de ciment

Les plafonds et murs intérieurs : enduit plâtre

Les planchers : carrelage.

1.4.9. Infrastructure

C'est la partie de la structure qui repose sous le sol : les fondations. Leur choix dépendra de l'étude du terrain, du type de bâtiment et de l'environnement du projet.

15. Caractéristiques des matériaux

1.5.1. Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

1.5.1.1. Caractéristique du béton

* Résistance à la compression

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.86+0.88j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa (CBA93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

γ béton (poids volumique du béton) = 25 KN/m³

* Coefficient de poisson

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra :

$\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

Avec

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : compression simple ou composée

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25) \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

Contraintes limites de compression

La contrainte limite ultime du béton comprimé est donnée par

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre

1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa (situation durable et transitoires)}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,15} = 18,5 \text{ Mpa (situation accidentelles)}$$

La contrainte limite service du béton comprimé est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \text{ (C.B.A 93, A.4.5.2) } / f_{c28} = 25 \text{ MPa } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement (C.B.A 93, A.5.1.2.1) :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\tau_U = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{2a}; 5 \text{ mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_U = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{2a}; 4 \text{ mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A 93, A.2.1.2.) :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, utilise le module de déformation longitudinale différée

E_{ij} qui est donné par la formule :

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

Module de déformation transversale :

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

E : module de Young

V: coefficient de Poisson

1.5.2. Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPA. (C.B.A 93, A.2.2.1.)}$$

Caractéristique de l'acier :

$$Fe500 \Rightarrow \text{limite d'élasticité} = 500 \text{ MPA}$$

1.5.2.1. Etat limite ultime (E.L.U)

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_s \geq \epsilon_L$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s \quad \epsilon_s < \epsilon_L$$

Avec :

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 %.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation normale} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

σ_s : limite élastique de l'acier utiliser

$$\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ Mpa} & \text{situation normale} \\ \sigma_s = 500 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

1.5.2.2. État limite de service (E.L.S)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91 on distingue trois cas de fissuration.

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \text{ pour les ronds lisse (RL)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA)}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min[2/3 \times f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{tj}] \text{ donc } \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA (HA)}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min[1/2 \times f_e ; 90\sqrt{\eta} \times f_{tj}] \text{ donc } \bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ MPA (HA)}$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est requise pour les aciers.

1.5.3. Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

1.5.3.1. Etat limite ultime (E.L.U)

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q.$$

1.5.3.2. État limite de service (E.L.S)

Combinaison d'action suivante : $G + Q$.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases}$$

où

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

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

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation (non pondérées)

Ψ : coefficient d'accompagnement des charges variables

Si l'action verticale doit être prise en compte, les combinaisons deviennent :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E3 \\ G + \psi \cdot Q + E4 \\ G + \psi \cdot Q + E5 \end{cases}$$

Avec

$$\begin{cases} E3 = \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez \\ E4 = \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez \\ E5 = \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez \end{cases}$$

Ces combinaisons prennent en compte la simultanéité des trois composantes sismiques, ainsi que les charges permanentes et variables. Les signes doivent être choisis de manière à générer les effets les plus défavorables pour chaque cas particulier.

1.5.4. Caractéristiques géotechniques du sol

Zone de sismicité : VI

Groupe d'usage : 2

Site : S2

Contrainte admissible du sol :3.5 Mpa

1.5.5. Normes utilisées

- Règle de conception et de calcul des structures en béton arme (**C.B.A.93**) : basé sur la théorie des états limites.
- Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 2024**) : Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.
- **DTR B.C. 2.2** Charges permanentes et charges d'exploitation : Le présent document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.
- **BAEL 91 révisé en 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

1.5.6. Logiciels utilisés

- AUTOCAD (version2022) : pour le dessin des plans.
- ROBOT (version 2024) : pour la modélisation de la structure.
- Robot expert : pour le calcul de ferrailage.
- RDM6 : pour le calcul des moments, efforts tranchants, flèche.

1.5.7. Plans

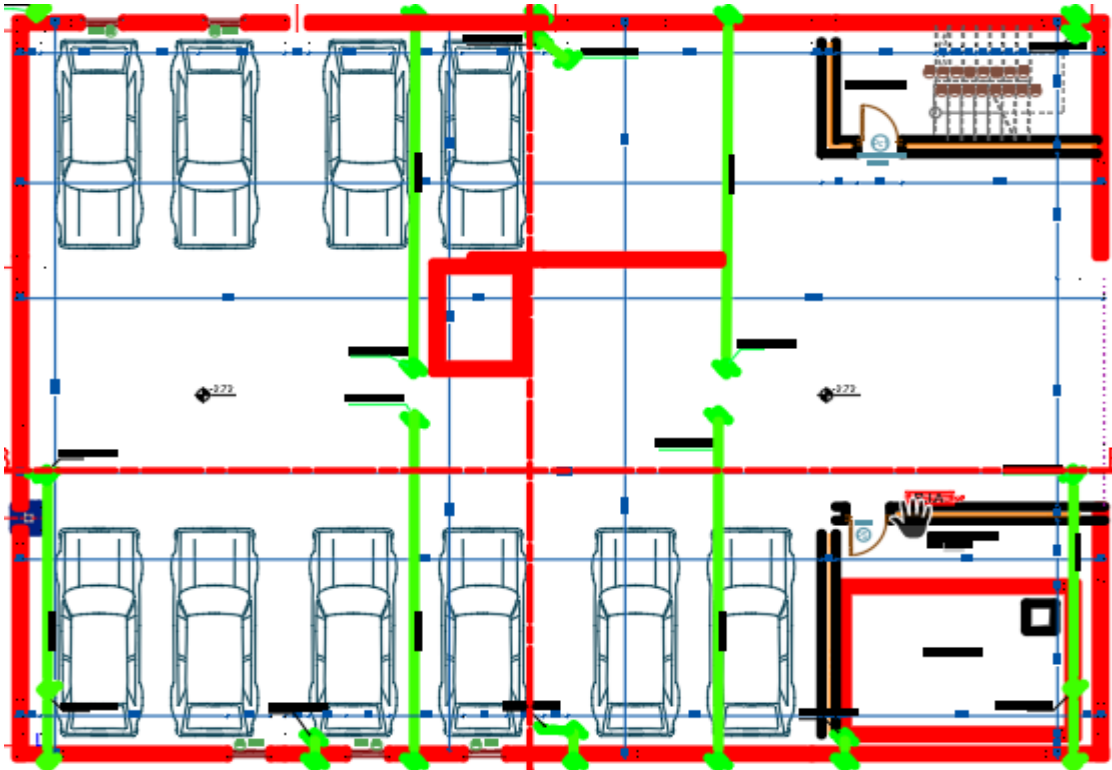


Figure 1-2 : Plan du sous-sol

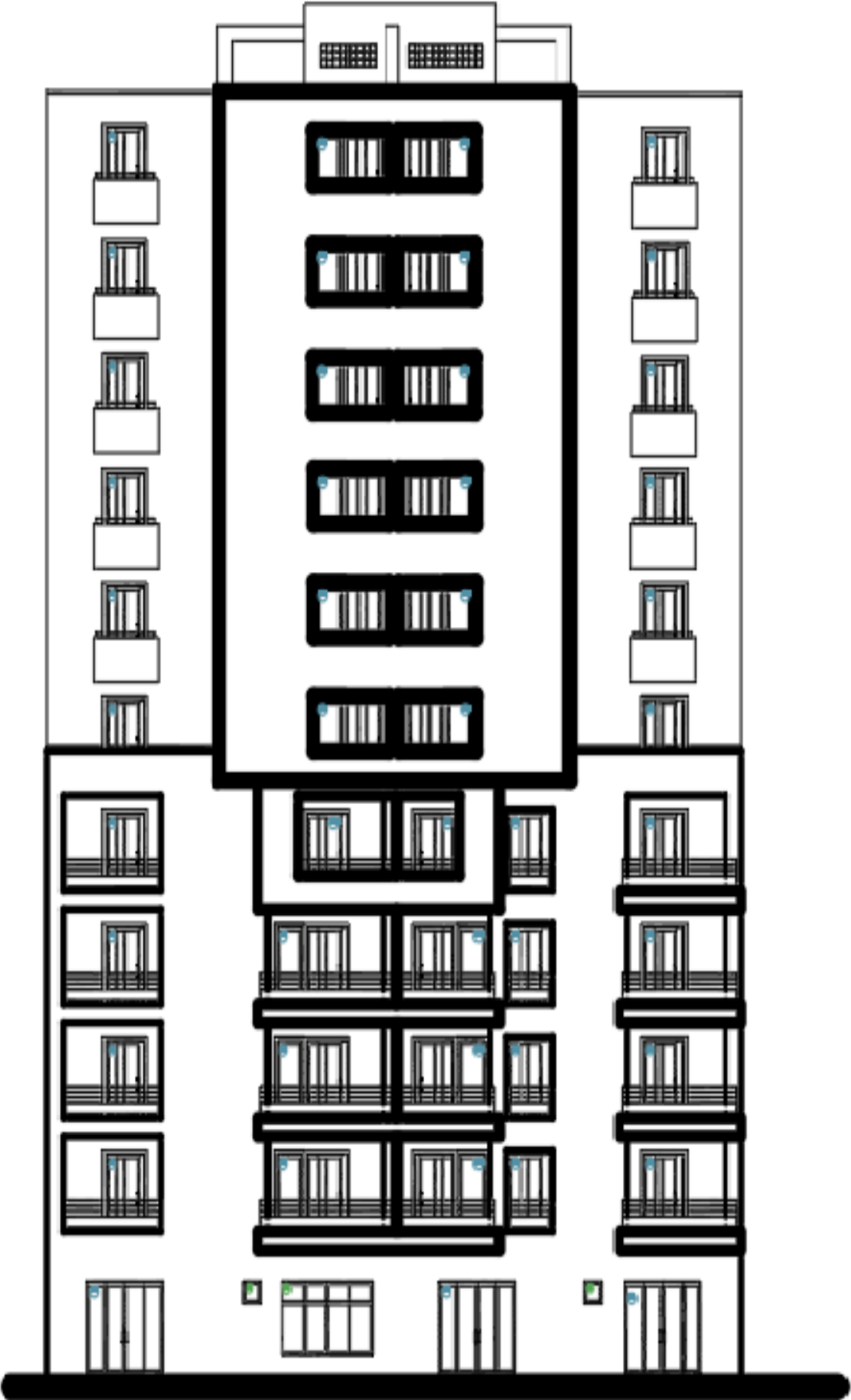


Figure 1-5 : Façade Principale du bloc A R+10

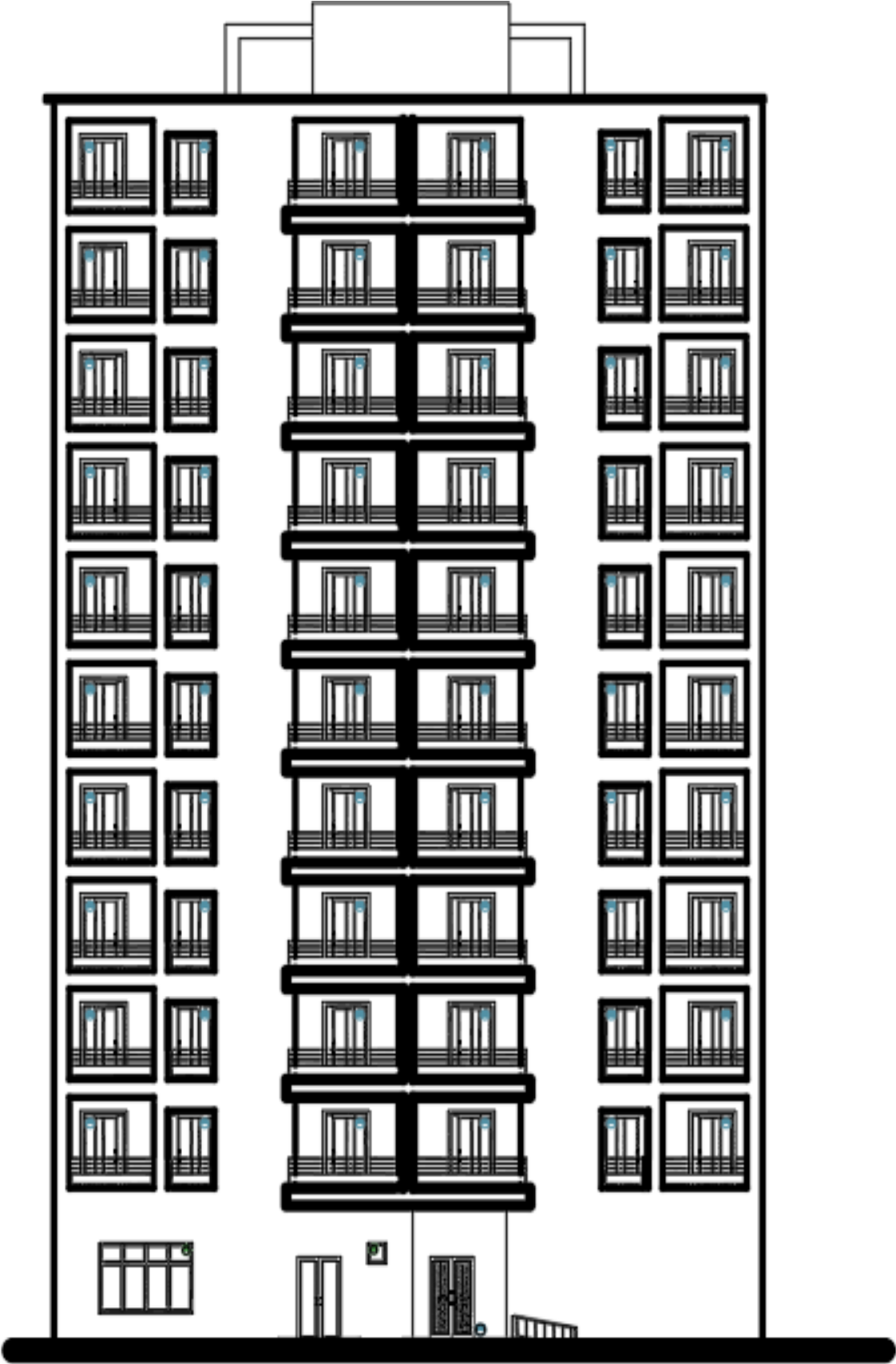


Figure 1-6 : Façade postérieure du bloc A R+10

Chapitre 2 :

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Chapitre 2: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2.1. Introduction

L'analyse des différentes parties de notre structure (plancher, voiles, etc.) repose sur un dimensionnement initial appelé pré-dimensionnement, qui consiste à effectuer une descente de charges pour déterminer les charges permanentes et d'exploitation affectées à chaque élément.

2.2. Plancher

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs. L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions

$$\frac{l_x}{40} \leq e \leq \frac{l_x}{35} \quad \text{pour une dalle continue sur 2 appuis}$$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{pour une dalle continue sur 3 ou 4 appuis}$$

- D'isolation acoustique : $e \geq 16\text{cm}$
- De condition de flèche : $f \leq \frac{L}{500}$
- De sécurité vis-à-vis de l'incendie : on choisit $e=7\text{cm}$ pour 1h de coupe-feu et 11cm pour 2h. Notre panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes

$$L_x = 5.50 \text{ m} ; L_y = 5.60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{550}{560} = 0.98 > 0.4$$

Donc la dalle est considérée comme portante dans les 2 directions.

$$\frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{550}{50} \leq e_p \leq \frac{550}{40} \Rightarrow 11 \leq e_p \leq 13.75$$

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

2.3. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'RPA 2024.

D'après le RPA 2024 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition :

$$L_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3} ; 4bw ; 1 \text{ m} \right).$$

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L_w : la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

B_w : L'épaisseur minimale du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées sur la figure suivante

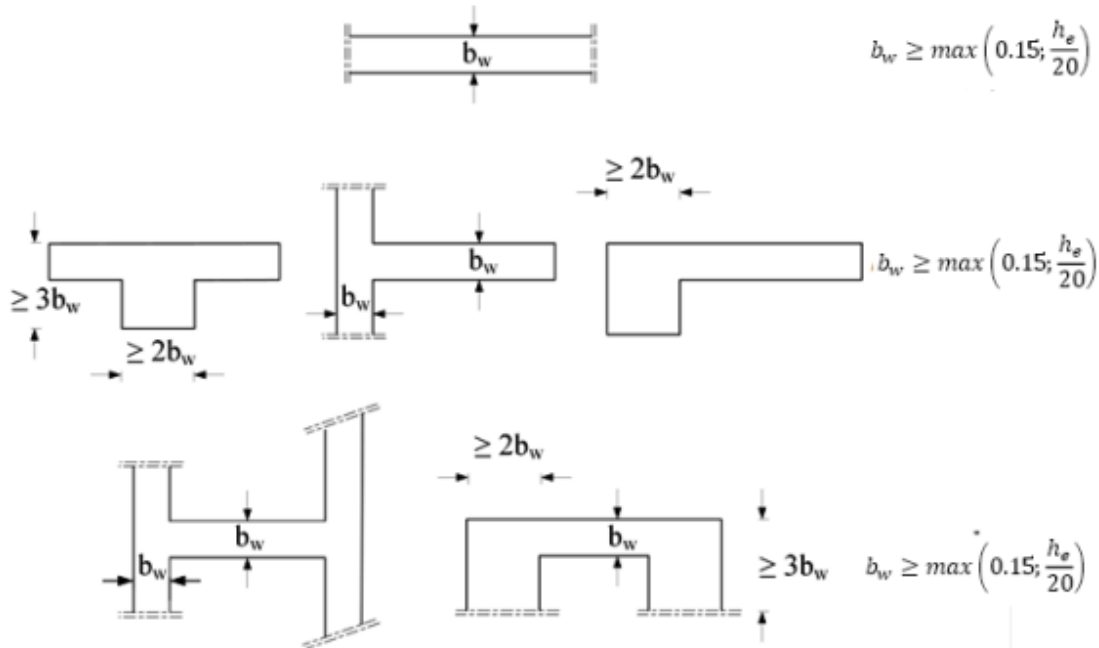


Figure 2-1 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

Un seul type de voiles est considérés à savoir :

Voile linéaire où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq (15 \text{ cm} ; h_e/20)$;

h_e = hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

Tableau 2.1: Le dimensionnement des voiles

Niveau	h	h_e	$h_e/20$
Sous-sol	450	430	21.5
RDC	408	388	19.4
Etage courant	306	286	14.3

Notre système de la construction est un voile porteur pour des raisons de sécurité on prend

L'épaisseur : $a = 40\text{cm}$.

2.4. Poutres noyées

Nous avons opté pour des poutres noyées, car la structure est stabilisée par des voiles, et nous souhaitons éviter toute retombée visible.

- La hauteur de la poutre sera identique à l'épaisseur du plancher.
- La largeur : $b \geq a$ (largeur du voile).

Nous avons une poutre de dimensions (50x20) cm^2 .

2.5. Poutres d'extrémité

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \rightarrow 36 \leq h \leq 55$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 16 \leq b \leq 38.5$$

Alors on à h=55 cm et b= 35 cm

2.6. L'escalier

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec : h : hauteur de la marche et g la largeur de la marche. On choisit :

Type : h=17cm et g=30 cm

Nombre de contre marche : $H = n \times h \Rightarrow n = H/h$

Nombre de marche = n-1

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

$$g = L / (n-1)$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la volée.

$$L_r = \sqrt{L^2 + H^2}$$

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

Tableau 2-2: Les dimensions des escaliers

Niveau	Hauteur (cm)	<i>N</i> cmarches	<i>N</i> marches	L (cm)	Lr (cm)	E (cm)
Sous-sol	225	13	12	360	425	14.17 à 21.25
RDC	204	12	11	330	388	12.93 à 19.4
Etage courant	153	9	8	240	285	9.5 à 14.25

On prend e =15 cm

2.7. Descente de charge

2.7.1. Murs intérieurs

Tableau 2.3: Descente de charge des murs intérieurs

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Enduit plâtre x2	10	0,02	0,4
2-Briques creuses	9	0,1	0,9
$G_{\text{mur-i}} = 1,3 \text{ (KN/m}^2\text{)}$			

2.7.3. Murs extérieurs

Tableau 2-4 : Descente de charge des murs extérieurs

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Enduit ciment	18	0,02	0,36
2-briques creuses	13	0,15	1,3
3-lame d'air	0	0,05	0
4-briques creuses	9	0,1	0,9
5-Enduit ciment	18	0,02	0,36
$G_{\text{mur-e}} = 2,92$ (KN/m ²)			

2.7.4. Plancher terrasse

Tableau 2-5: Descente de charge des murs extérieurs

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Protection gravillon	18	0.05	0,9
2- Etanchéité multicouche	6	0.02	0,12
3- Forme de pente	22	0.1	2.2
4- Isolation thermique	4	0.04	0,16
5- Dalle pleine	25	0.20	5
6- Enduit plâtre	10	0.02	0,2
$G_t = 8,58$ (KN/m ²)			
$Q_t = 1$ (KN/m ²)			

2.7.5. Plancher étage courant

Tableau 2-6 : Descente de charge des étages courant

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	/	/	0,5
2-Chappe de béton	20	0.02	0,4
3- Enduit plâtre	10	0.02	0,2
4- Dalle pleine	25	0.20	5
$G_{Ec} = 6,1$ (KN/m ²)			
$Q_{Ec} = 1,5$ (KN/m ²)			

2.7.6. RDC

Tableau 2-7 : Descente de charge du RDC

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	/	/	0,5
2-Chappe de béton	20	0.02	0,4
3- Enduit plâtre	10	0.02	0,2
4- Dalle pleine	25	0.20	5
$G_{Ec} = 6,1$ (KN/m ²)			
$Q_{Ec} = 1,5$ (KN/m ²)			

2.7.7. Sous-sol

Tableau 2-8 : Descente de charge du Sous-sol

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
2-Chappe de béton	20	0.02	0,4
4- Dalle pleine	25	0.20	5
$G_{Ec} = 5.4$ (KN/m ²)			
$Q_{Ec} = 1,5$ (KN/m ²)			

2.7.8. Balcon

Tableau 2-9 : Descente de charge des balcons

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Dalle de sol	/	/	0,24
2-Mortier de pose	20	0,02	0,4
3-Dalle pleine	25	0,15	3,75
4-Enduit ciment	18	0,02	0,36
$G_{balcon} = 4,55$ (KN/m ²)			
$Q_{balcon} = 3.5$ (KN/m ²)			

2.7.9. Paillasse

Tableau 2-10: Descente de charge des paillasses

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Revêtement horizontal	21	0,02	0,42
2-Mortier de pose	20	0,02	0,4
3-Revêtement vertical	21	0,02	0,24
4-Pp paillasse (epx25/cos)	25	0,15	4.33
5-Pp marches (hx22)/2)	22	0,085	1,87
6-Garde-corps	/	/	0,1
7-Enduit plâtre (epx10/cos)	10	0,02	0,23
$G = 7.59$ (KN/m ²)			
$Q = 2,5$ (KN/m ²)			

2.7.10. Palier

Tableau 2-11: Descente de charge des paliers

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Pp du palier	25	0,15	3,75
2-Revêtement	21	0,02	0,42
3-Mortier de pose	20	0,02	0,4
4-Enduit ciment	20	0,02	0,4
$G = 4,97$ (KN/m ²)			
$Q = 2,5$ (KN/m ²)			

Chapitre 3 :

Etude des éléments non structuraux

Chapitre 3: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1. Introduction

Les éléments secondaires sont ceux qui ne contribuent pas à la résistance structurelle du bâtiment et ne sont pas soumis aux forces sismiques. Dans ce chapitre, nous allons calculer les éléments tels que le balcon, l'acrotère et l'escalier.

3.2. Balcon

Le balcon est assimilé à une console, composé d'une dalle pleine qui prolonge celle du plancher. Il est soumis à une charge permanente uniformément répartie G, à une charge concentrée P et à une charge d'exploitation Q.

3.2.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

La charge concentrée $P = P_{\text{enduit}} + P_{\text{briques}}$

$$P_{\text{enduit}} = 2 \times ep \times \gamma \times h = 2 \times 0.01 \times 18 \times 1.20 = 0.432 \text{ KN}$$

$$P_{\text{briques}} = ep \times \gamma \times h = 0.1 \times 9 \times 1.20 = 1.08 \text{ KN}$$

$$P = 1.51 \text{ KN}$$

$$G = 4.55 \times 1.5 = 6.825 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.5 \times 1.5 = 5.25 \text{ KN/m}$$

A l'ELU

$$G_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.825 + 1.5 \times 5.25 = 17.09 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 1.51 = 2.04 \text{ KN}$$

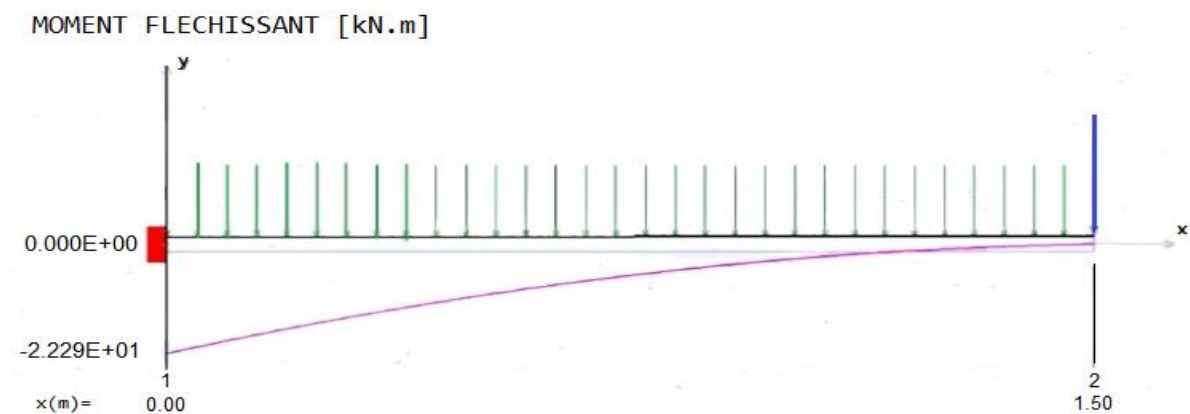


Figure 3-1: Calcul du moment fléchissant (ELU) par RDM6

EFFORT TRANCHANT [kN]

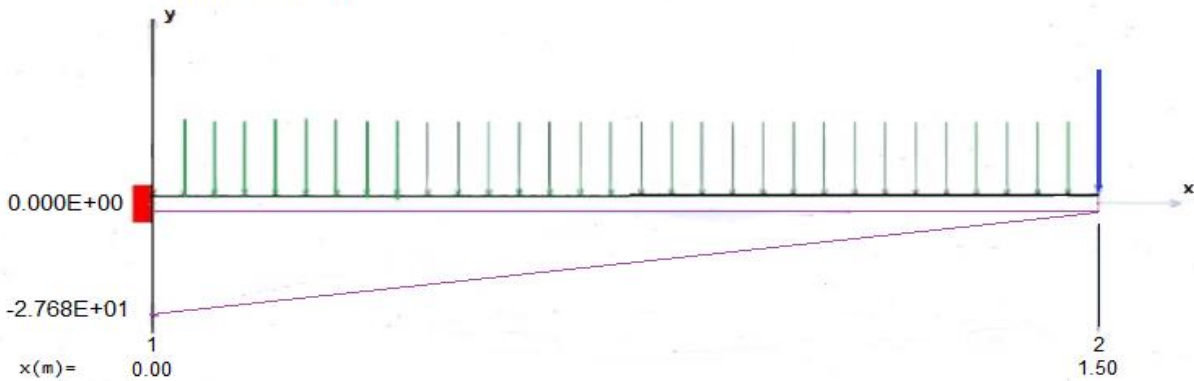


Figure 3-2: Calcul de l'effort tranchant (ELU) par RDM6

Tableau 3-1: Les moments et efforts tranchants (ELU)

	Mu (KN.m)	T (KN)
ELU	22.29	27.68

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Voir l'organigramme de calcul en flexion simple en annexe.

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{22290}{100 \times 10,8^2 \times 14,2} = 0,13 < 0,392 \Rightarrow \mu < \mu_L$$

Donc : Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13}) = 0,174$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,174 = 0,93$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{cal} = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = 5,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 5,00 \text{ cm}^2$$

Choix : 6HA12 (A=6.79 cm²)

Espacement = 15 cm

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/ml$$

3.2.2. Calcul à l'état limite service (ELS)

$$G_s = G + Q = 12.07 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 1.51 \text{ KN}$$

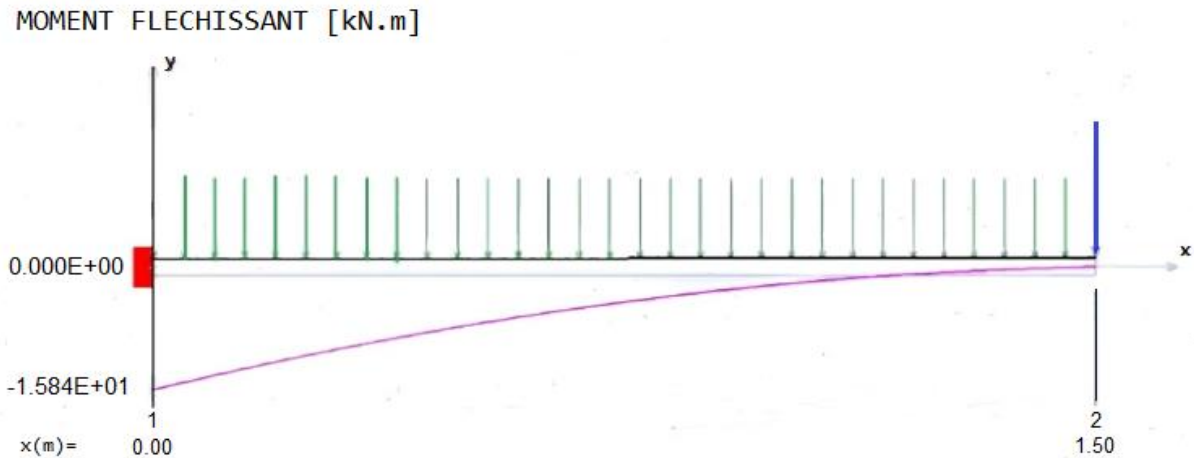


Figure 3-3: Calcul du moment fléchissant (ELS) par RDM6

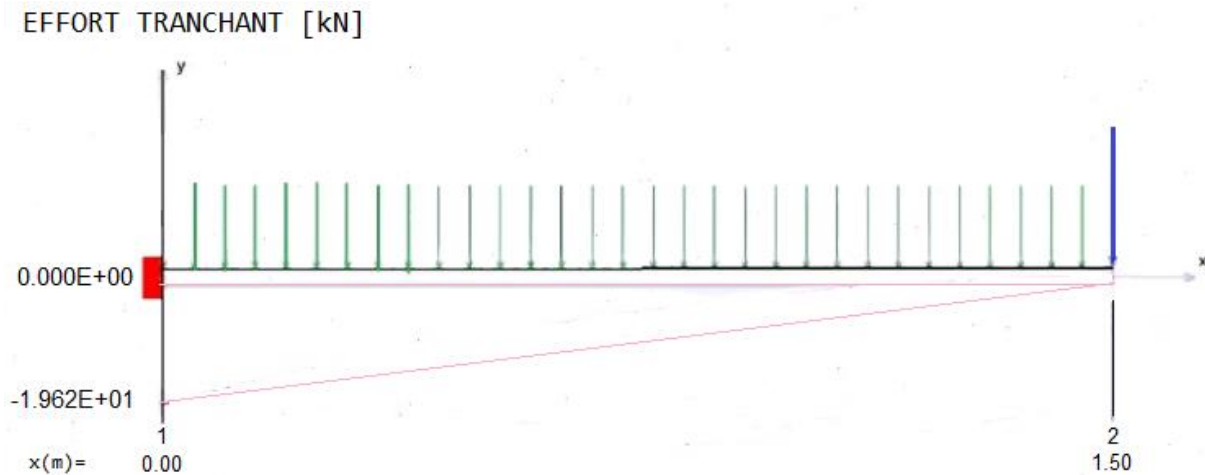


Figure 3-4: Calcul de l'effort tranchant (ELS) par RDM6

Tableau 3-2: Les moments et efforts tranchants (ELS)

	M_s (KN.m)	T_s (KN)
ELS	15.84	19.62

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_s \text{ adm}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_b \text{ adm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6.79}{100} = 1.018 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 10.08 \times 1.018 = 21.98 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.018 + \sqrt{1.018^2 + 21.98} = 3.78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3.78^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (10.8 - 3.78)^2 = 6819.55 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{15840}{6819.55} = 2.32$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 8.77 \text{ MPa} \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 244.296 \text{ MPa} \leq \sigma_{sadm} = 201,6 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On recalcule les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{15840}{244.296 \times 100 \times 10.08^2} = 0.0055 < 0.392$$

$$K_1 = 28.86 ; \beta_1 = 0.886$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_{sa} \times \beta_1 \times d} = \frac{15840}{244.296 \times 0.886 \times 10.8} = 6.77 \text{ cm}^2$$

A choix : 6T12 = 6.79 cm² avec e=15cm.

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.2.3. Vérification de l'effort tranchant

$$T = 27.68 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{27680}{1000 \times 108} = 0.26 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.2.4. Vérification de la flèche

$$f = 0.02 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{150}{500} = 0.3 \text{ cm}$$

3.2.5. Dessin de ferrailage

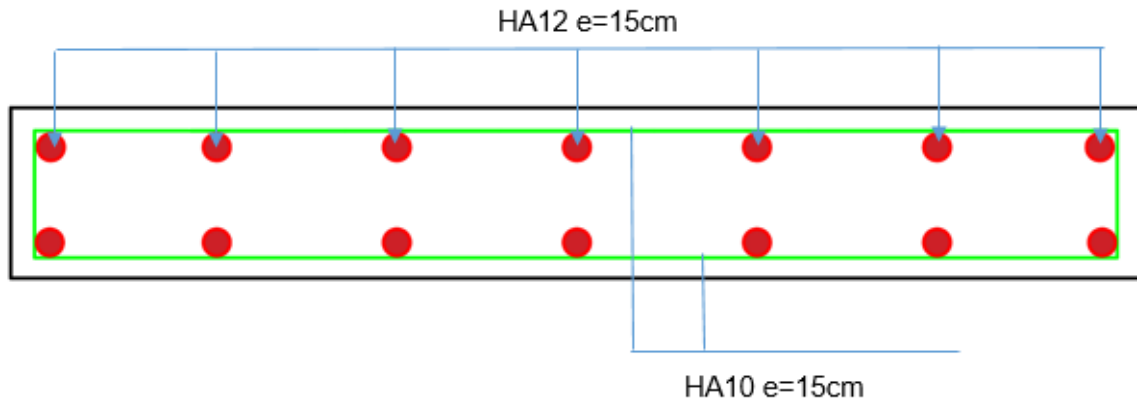


Figure 3-5 : Ferrailage du balcon

3.3. Acrotère

L'acrotère sera encastré à sa base, le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1 m et la fissuration est considérée préjudiciable du fait qu'il est exposé aux intempéries.

3.3.1. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 KN et F_p)

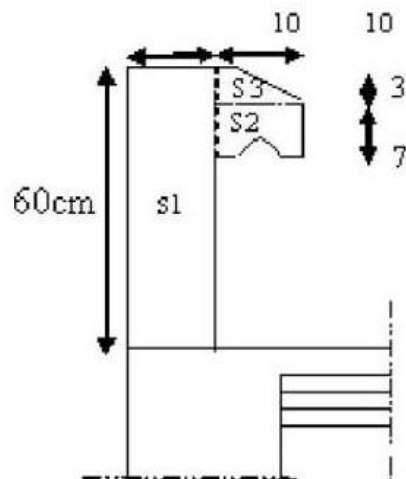


Figure 3-6: Les dimensions de l'acrotère

Charge permanente : $W_p = S \times l \times \gamma_b$

$$S_1 = 0,6 \times 0,1 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0,07 \times 0,1 = 0,007 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (0,03 \times 0,1) / 2 = 0,0015 \text{ m}^2$$

$$S = 0,06 + 0,007 + 0,0015 = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$W_p = 0,0685 \times 1 \times 25 \Rightarrow W_p = 1,712 \text{ KN}$$

La force horizontale (Fpk) :

Les forces horizontales de calcul, Fpk, agissant sur les éléments non-structuraux, du niveau k, sont calculées suivant

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p \cdot \left(1 + \frac{3 \times h_z}{H}\right) \times W_p$$

A=0.20 coefficient d'accélération

I=1 Coefficient d'importance

S=1 Coefficient de site

Cp =0.8 Facteur de force horizontale

Wp= 1,712 KN Poids de l'élément considéré

H=30.6 m Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

H_z=4.08 m Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

$$F_{pk} = (0.20 \times 1 \times 0.20) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 4.08}{30.6}\right) \times 1.712 = 0.08 \text{ KN}$$

$$P = \max(0.08 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) \rightarrow P = 1 \text{ KN.}$$

$$G=W_p = 1.712 \text{ KN}$$

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

3.3.3.1.ELU

$$N_u = 1.35 \times 1.712 = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times 1 \times L = 1.5 \times 1 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN}$$

3.3.3.2.ELS

$$N_s = 1.712 \text{ KN}$$

$$M_s = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 1 \times 1 = 1.1 \text{ KN}$$

3.3.2. Calcul du ferrailage

3.3.2.1.ELU

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{150}{2.31} = 64.94 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} < e_0$ N est appliqué à l'extérieur de la section est donc partiellement comprimée.

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; x = \frac{20e_1}{h}\right)$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = 64.94 + 2 = 66.94 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$\frac{l_f}{h} = \frac{200}{10} = 20 \text{ cm} < 66.94 \text{ cm}$ Le calcul se fait en flexion simple avec les sollicitations suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} N' = N = 2.31 \text{ KN} \\ M' = N' \left(\frac{M_u}{N_u} + e_a + e_2 \right) = 2.31(64.94 + 2 + 3.2) = 2 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$e_2 = \frac{3l_f}{100000h} (2 + a\emptyset) = 3.2 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 2$$

$$a = \frac{M_s(G)}{M_s(G + Q)} = 0$$

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 231 \times \left(0.64 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 154.77 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1547.7}{100 \times 9^2 \times 14.2} = 0.013 < u_L = 0.392 \Rightarrow \text{Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,016 = 0,99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78$$

$$A_{cal} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1547.7}{0.99 \times 9 \times 434.78} = 0.4 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s} = 0.4 - \frac{2310}{100 \times 434.78} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 0.87 \text{ cm}^2$$

Choix : 6HA10 (A=4.71 cm²)

Espacement = 15 cm

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T8=2,01 cm²

3.3.2.2.ELS

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_s \text{ adm}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_b \text{ adm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 9 \times 0.471 = 8.478 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.471 + \sqrt{0.471^2 + 8.478} = 2.46 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 2.46^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (9 - 2.46)^2 = 2510.77 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1000}{2510.77} = 0.4$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.98 \text{ MPa} \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 39.24 \text{ MPa} \leq \sigma_{sadm} = 201,6 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

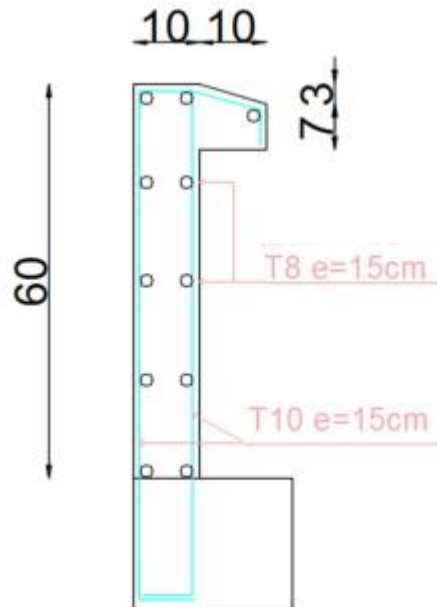


Figure 3-7: Ferrailage d'acrotère

3.3. Escalier

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Elles sont des éléments d'ouvrage qui permettent le passage à pied entre les différents Niveaux d'un immeuble qu'ils relient.

3.4.1. Différents éléments de l'escalier

Emmarchement : largeur de l'escalier qu'on peut emprunter

Giron : distance horizontale entre les nez de deux marches successives

Marche : surface plane de l'escalier où l'on pose les pieds

Contremarche : face verticale reliant, quand elles existent, deux marches successives

Nez de marche : bord extérieur de la marche

Hauteur de marche : distance verticale séparant deux nez de marches successives

Palier : plan horizontal plus large que les marches courantes

Volée : ensemble de marches compris entre deux paliers

3.4.2. Vérification de la loi de Blondel

On a opté pour des escaliers à volées droites avec palier intermédiaire.

$$\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \\ ep = 15\text{cm} \end{cases}$$

$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$; $g + 2h = 64\text{cm}$ Condition vérifiée.

3.4.3. Sollicitations de calcul

Tableau 3-3: Les sollicitations de calcul

Paillasse	Palier
$G = 7.59 \text{ KN/m}$	$G = 4.97 \text{ KN/m}$
$Q = 2.5 \text{ KN/m}$	$Q = 2.5 \text{ KN/m}$

Combinaisons fondamentales (ELU)

$$q_1 = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 7.59 + 1,5 \times 2,5 = 13.99 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 \times 4.97 + 1,5 \times 2,5 = 10.45 \text{ KN/ml}$$

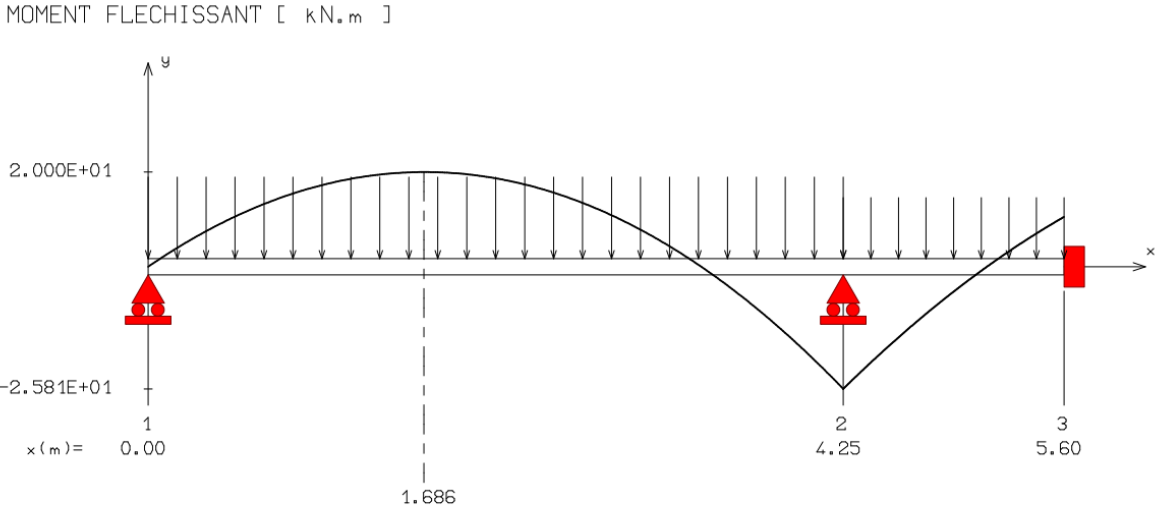


Figure 3-8: Calcul du moment fléchissant (ELU) par RDM6

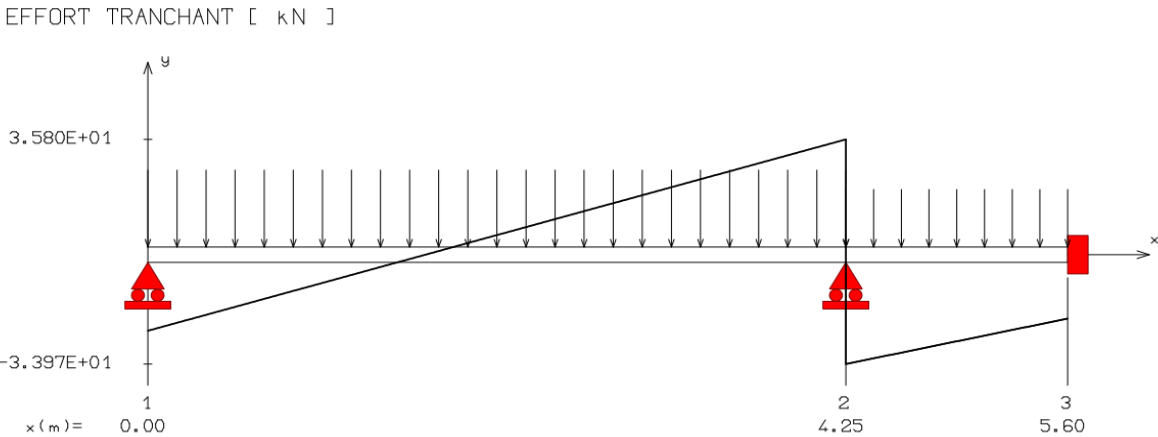


Figure 3-9: Calcul de l'effort tranchant (ELU) par RDM6

Combinaisons fondamentales (ELS)

$$q_1 = G_1 + Q_1 = 7.59 + 2,5 = 10.09 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = G_2 + Q_2 = 4.97 + 2,5 = 7.47 \text{ KN/ml}$$

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

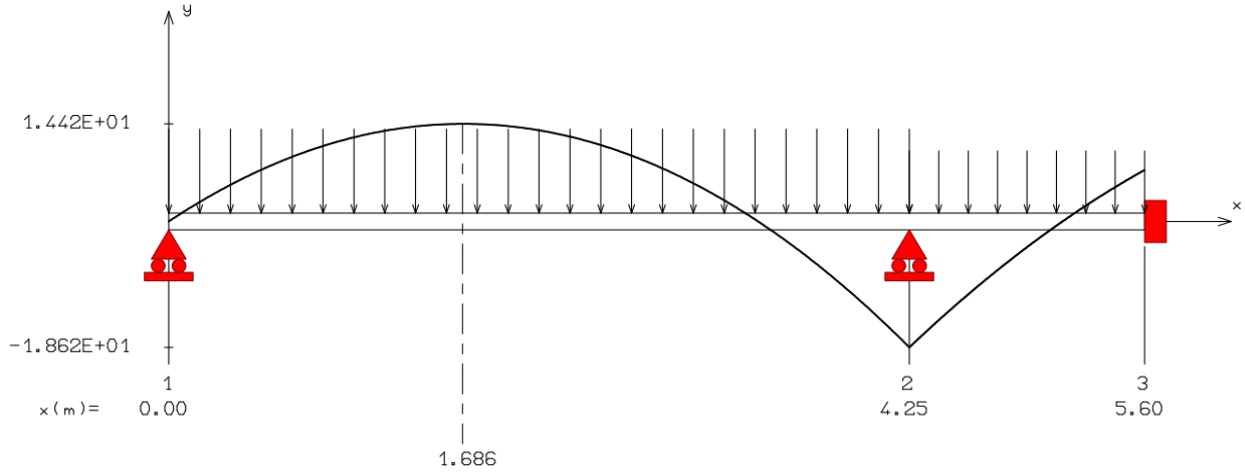


Figure 3-10: Calcul du moment fléchissant (ELS) par RDM6

EFFORT TRANCHANT [kN]

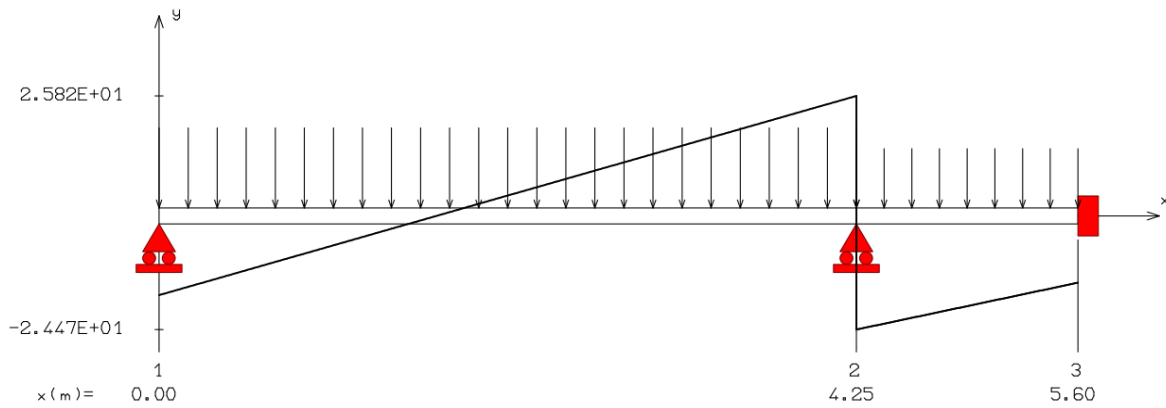


Figure 3-11: Calcul de l'effort tranchant (ELS) par RDM6

Tableau 3-4: Les moments et efforts tranchants

Cas	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T (KN)
ELU	20	25.81	35.80
ELS	14.42	18.62	25.82

3.4.4. Calcul du ferrailage

3.4.4.1. En travée (ELU)

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20000}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.077 < 0.392 \Rightarrow \mu < \mu_L$$

Donc : Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.077}) = 0,100$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,100 = 0,96$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 3.55 \text{ cm}^2$$

Choix : 6HA12 (A=6.79 cm²) espacement e=15 cm (DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)

Armatures de répartitions

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

Choix : 4T10=3,14 cm²

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [3h ; 45] = \min [45 ; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.4.4.2. En travée (ELS)

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6.79}{100} = 1.01 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 13.5 \times 1.01 = 27.27 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.68 + \sqrt{0.68^2 + 18.36} = 4.30 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4.30^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (13.5 - 3.65)^2 = 11270.81 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{14420}{11270.81} = 1.27$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 5.46 \text{ MPa} \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 175.26 \text{ MPa} \leq \sigma_{sadm} = 201,6 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.4.4.3. En appui (ELU)

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25810}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.099 < 0.392 \Rightarrow \mu < \mu_L$$

Donc : Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,099}) = 0,130$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,130 = 0,95$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 4,62 \text{ cm}^2$$

Choix : 6HA14 (A=9.24 cm²)

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,54 \text{ cm}^2/ml$$

Choix : 4T10=3,14 cm²

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h; 45] = \min[45; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.4.4.4. En appui (ELS)

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9,24}{100} = 1,39 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 13,5 \times 1,39 = 37,53 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,39 + \sqrt{1,39^2 + 37,53} = 4,89 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4,89^3}{3} + 15 \times 9,24 \times (13,5 - 4,89)^2 = 14172,38 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{25810}{14172,38} = 1,82$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 8,89 \text{ MPa} \leq \sigma_{b adm} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 235,053 \text{ MPa} \leq \sigma_{s adm} = 201,6 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On recalcule les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{25810}{235,053 \times 100 \times 13,5^2} = 0,006 < 0,392$$

$$K_1 = 26,32; \beta_1 = 0,879$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_{s adm} \times \beta_1 \times d} = \frac{25810}{235,053 \times 0,879 \times 13,5} = 9,25 \text{ cm}^2$$

A choix : 6T14 = 9.24 cm²

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,92 \text{ cm}^2/ml$$

Choix : 4 T10 = 3,14 cm²

3.4.5. Vérification de l'effort tranchant

$T=35.80\text{KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{35800}{1000 \times 135} = 0.26 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.4.6. Dessin de ferrailage

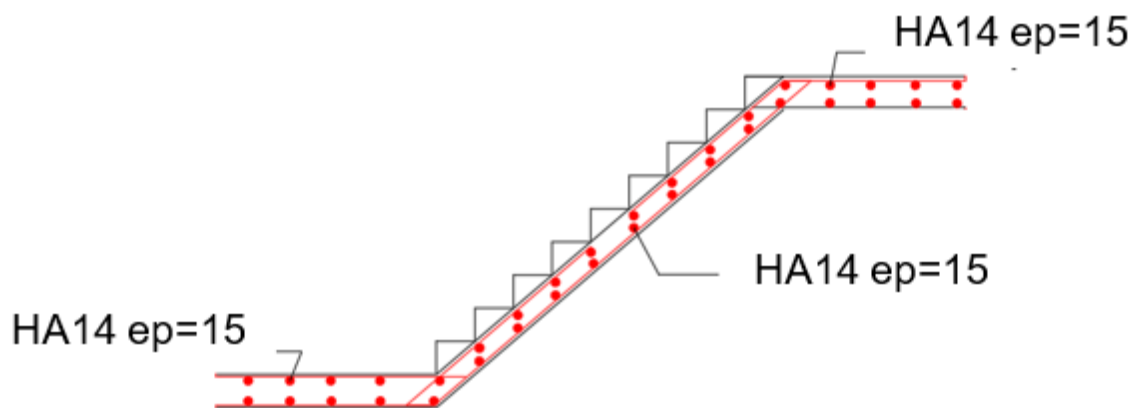


Figure 3-12: Ferrailage des escaliers

Chapitre 4 :

Modélisation et vérification RPA

Chapitre 4: MODELISATION ET VERIFICATION RPA

4.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface terrestre, les séismes sont sans doute les plus destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce danger imprévisible, il est essentiel de concevoir des structures capables de résister à ces secousses afin de garantir, au minimum, la sécurité des personnes.

C'est dans cette optique qu'est née la construction parasismique, qui repose principalement sur une analyse dynamique du comportement des bâtiments soumis aux vibrations sismiques.

4.2. Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

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

4.3. Méthode statique équivalente

Cette approche consiste à substituer les forces dynamiques réelles générées par un séisme par un ensemble de forces statiques fictives, dont les effets sont jugés équivalents à ceux de l'action sismique sur la structure.

4.3.1. Conditions d'application de la MSE

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).

Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (a) car la hauteur dépasse 32 mètres en zone (IV) pour les groupes d'usages 2.

4.4. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode vise à déterminer, pour chaque mode de vibration, l'amplitude maximale des effets induits dans la structure par les forces sismiques, représentées à travers un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

4.4.1 Conditions d'application de la MMS

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

4.4.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse

4.4.2.1. Coefficient d'accélération A

Zone IV, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA2024); alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A = 0.20$

4.4.2.2. Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de R est donnée par le tableau 3.17 RPA2024 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.6 du RPA2024

Dans notre structure on a un système de contreventement Système de contreventement constitué par des voiles. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 4.5$ (catégorie b)

4.4.2.3. Facteur de qualité Q

Régularité en plan

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. **C.V**
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, l'excentricité ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment
- La forme du bâtiment est compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 $\Rightarrow \frac{22,7}{16,20} = 1,4 < 4$ **C.V**
- 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 $\Rightarrow \frac{l_x}{L_x} = \frac{5,60}{22,7} = 0,24 < 0,25$ **C.V**
- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. **C.V**

Donc le critère est observé $pq = 0$

Régularité en élévation

La structure est classée régulièrement en élévation $pq = 0$

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 \pm \sum pq \Rightarrow Q = 1$

Tableau 4-1: Les conditions du facteur de qualité

Catégorie	Critère, q	Pq
(a)	1. Régularité en plan	0.05
	2. Régularité en élévation	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0.20
	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

Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

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

ξ : Est donné par le tableau [3.5] des RPA2024.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 10\%$

D'où : $\eta = 0.764 \geq 0.7$

4.4.3. Période T1 et T2 du site considérée S2

T1 = 0.10 s

T2 = 0.40 s

4.4.4. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA2024, page 54)

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2,5\eta - 1) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) \cdot \left[\left(\frac{T_2 T_3}{T^2} \right) \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

L'action sismique horizontale est représentée par

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A \cdot I \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 T_3}{T^2} \right) & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

4.4.4.1. Détermination des paramètres des combinaisons d'action

ELU=1,35 G + 1,5 Q.

ELS= G + Q.

{G + ψ . Q + E1

{G + ψ . Q + E2

où

E1 = $\pm E_x \pm 0.3 E_y$

E2 = $\pm 0.3 E_x \pm E_y$

Si l'action verticale doit être prise en compte, les combinaisons deviennent :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E3 \\ G + \psi \cdot Q + E4 \\ G + \psi \cdot Q + E5 \end{cases}$$

Avec

$$\begin{cases} E3 = \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez \\ E4 = \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez \\ E5 = \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez \end{cases}$$

4.4.4.2. Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = \min \begin{cases} 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ C_T \cdot h_N \end{cases}$$

T [unité en s]: période fondamentale

h_N [Unité en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table. (4.4) du RPA 2024

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

4.4.4.3. Poids total de la structure

W: Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau

$$w = \sum_{i=1}^n w_i$$

$w_i = w_{Gi} + \psi \cdot w_{Qi}$ Pour tout niveau i de la structure

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau

Tableau 4-2: Les valeurs du Coefficient d'accompagnement

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	-Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	-Bâtiments recevant du public temporairement	
2a	-Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
2b	-salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	-Entrepôts, hangars	0.50
4	-Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	-Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

4.5. Modélisation

Position des voiles

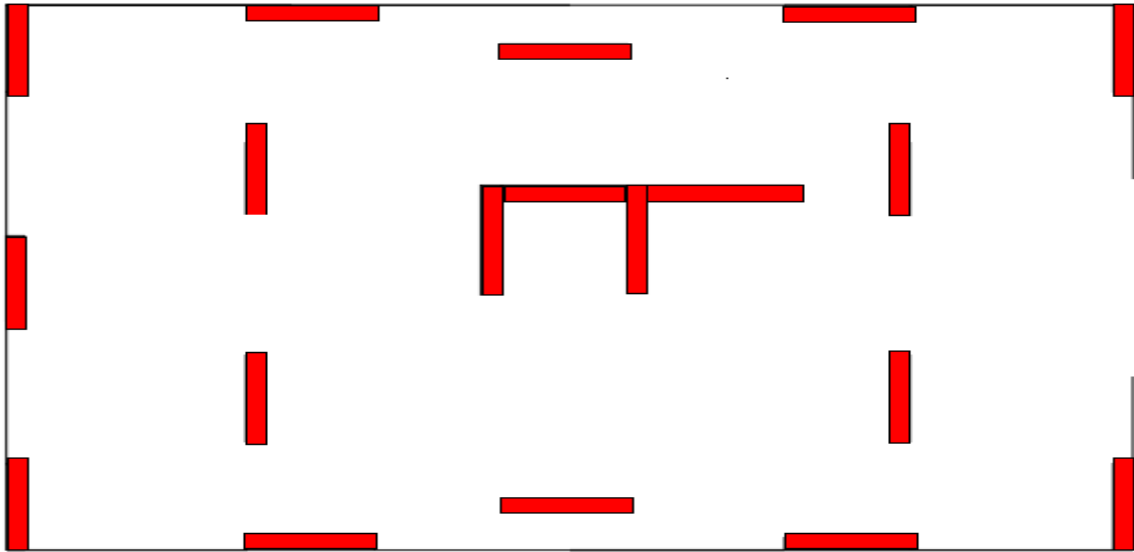


Figure 4-1 : Disposition des voiles

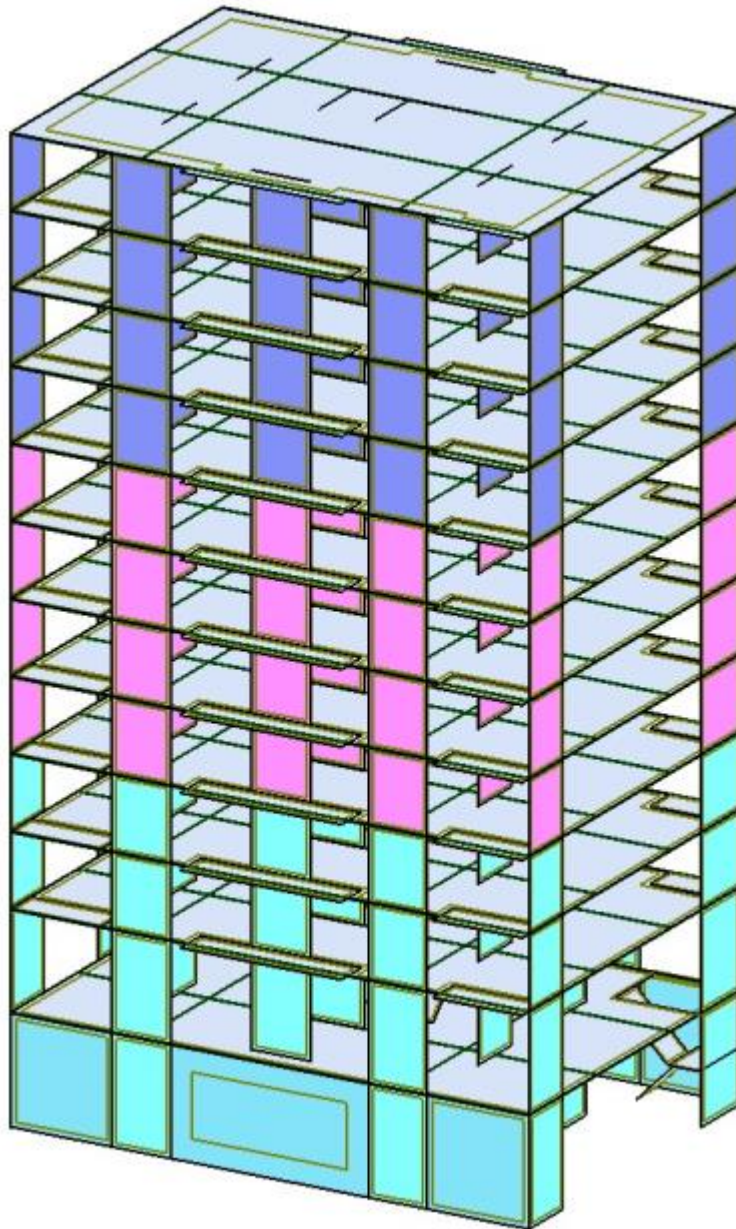


Figure 4-2 : vue de la structure modélisée

4.5.1. Calcul de la force sismique

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot w$$

λ : Coefficient de correction en prend $\lambda=0.85$

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq 2T_2 \text{ et si la bâtiment a plus de deux niveaux} \\ 1 & \text{, autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i » $\Rightarrow W = 5445137.0 \text{ kg} = 54451.37 \text{ Kn}$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$ = Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 T_3}{T^2} \right) & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir une formule empirique

$$Temp = C_T \cdot (H_N)^{3/4} = 0.71$$

On a site S1 alors $T_3 = 2$ et $T_2 = 0.40$ alors

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) = 0.06$$

$$V = V_x = V_y = 0.85 \times 0.06 \times 54451.37 = 2777.02 \text{ Kn}$$

Tableau 4-3: Résultats dynamiques

Cas	Période [sec]	UX [%]	UY [%]	Somme UX	Somme UY
1	0,97	0,01	62,94	0,01	62,94
2	0,81	63,66	0,20	63,67	63,14
3	0,66	3,06	5,14	66,73	68,28
4	0,27	0,03	12,65	66,76	80,93
5	0,22	11,35	0,03	78,11	80,96
6	0,19	2,59	1,05	80,71	82,02
7	0,12	0,05	5,40	80,76	87,42
8	0,10	4,00	0,01	84,76	87,43
9	0,09	1,45	0,42	86,20	87,85
10	0,07	0,05	3,08	86,25	90,93
11	0,06	2,25	0,00	88,50	90,93
12	0,05	0,51	0,21	89,01	91,14
13	0,05	0,05	2,07	89,06	93,21
14	0,04	1,59	0,01	90,65	93,23

Le calcul terminé, nous avons d'après les résultats :

Le premier mode est une translation suivant y ;

Le deuxième, une translation suivant x ;

Le troisième, une torsion ;

Les facteurs de participation massiques dépassent les 90% au 14ème mode sens x et au 10ème mode pour le sens y.

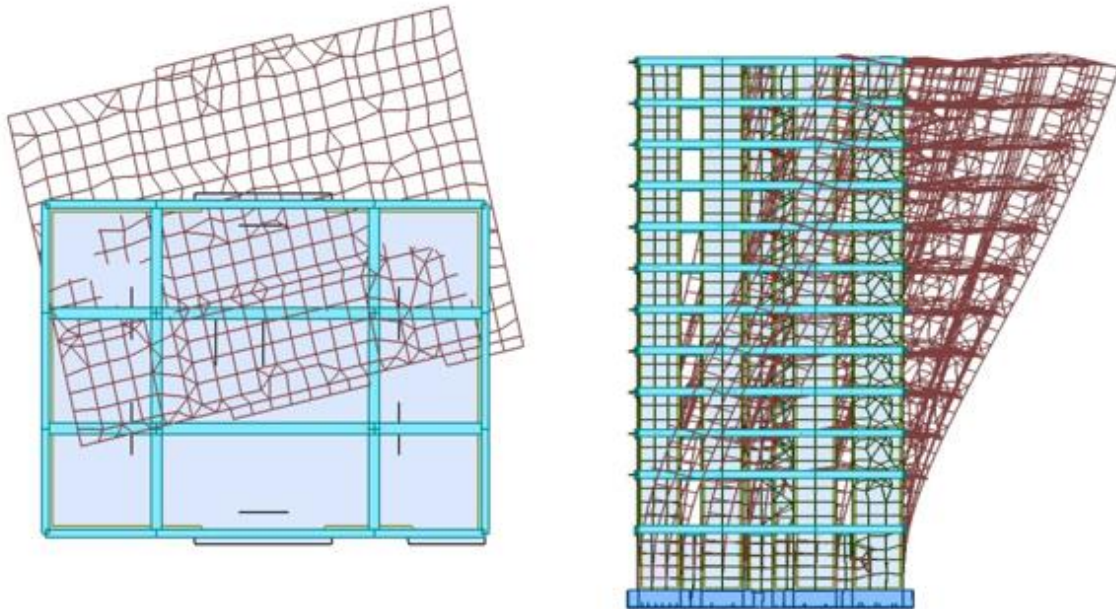


Figure 4-3 : Le 1^{er} mode est une translation suivant Y

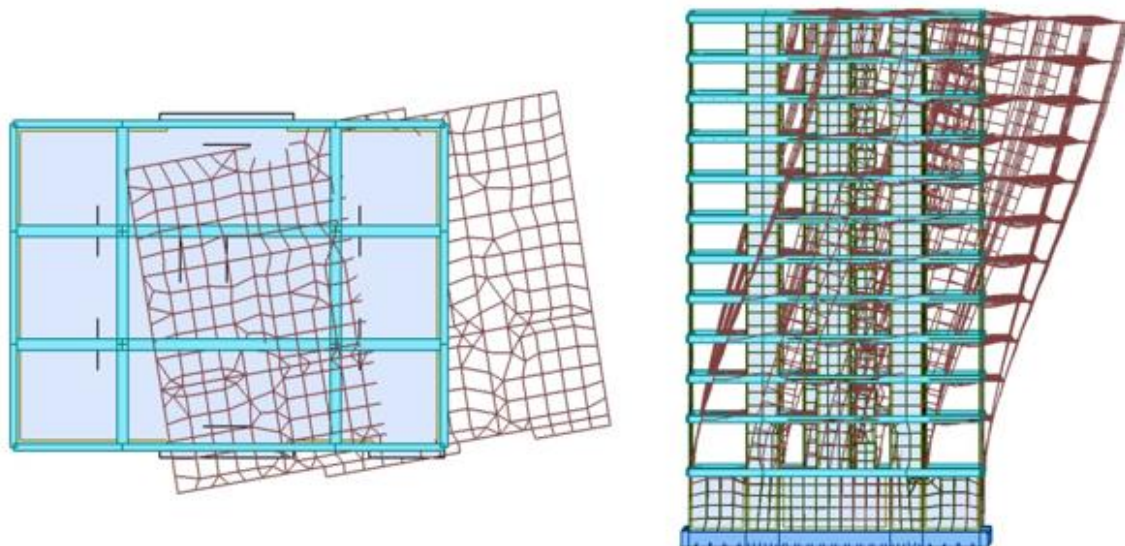


Figure 4-4 : Le 1^{er} mode est une translation suivant X

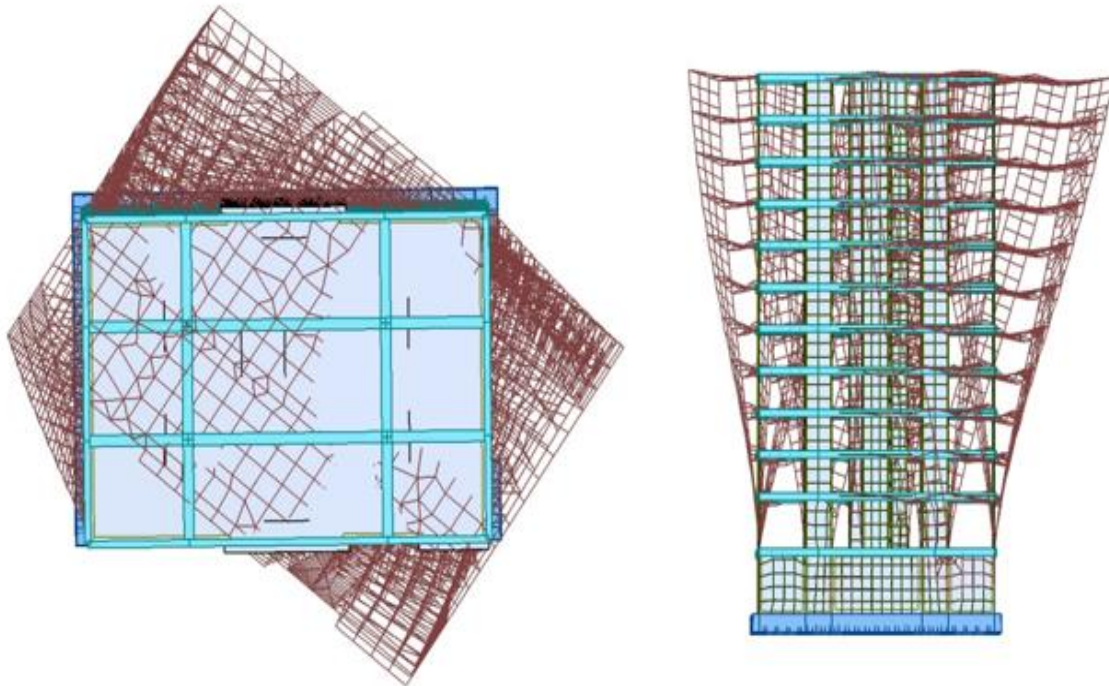


Figure 4-5 : le 3^{ème} mode est une torsion

4.5.2. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V , pour une valeur de la période fondamentale

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans $r = \frac{0,8v}{v_t}$

Où :

V_t : tiré du logiciel de calcul (modale spectrale)

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

Tableau 4-4 résultante des forces sismique

Sens	V_t (KN)	V (KN)	$0.8.V$ (KN)	$0.8V \leq V_t$
X	2235,00	2777.02	2221.62	ok
Y	2238,06	2777.02	2221.62	ok

Nous avons la résultante de la force sismique obtenue par le logiciel supérieur à 80% de la force sismique calculée par la méthode statique équivalente dans les deux directions. Condition vérifiée.

4.5.3. Evaluation des excentricités

Nous avons à calculer selon le RPA les excentricités théorique et accidentelle suivant les directions x et y puis procéder au calcul avec la plus grande des deux valeurs.

Excentricité théorique

$$\begin{cases} E_x = X_m - X_T \\ E_y = Y_m - Y_T \end{cases}$$

X_m ; Y_m : coordonnées du centre de masse

X_t ; Y_t : coordonnées du centre de torsion

Excentricité accidentelle

$$E_{acc_x} = 0.05 \times \max(L_x; L_y) = 1.13$$

$$E_{acc_y} = 0.05 \times \max(L_x; L_y) = 1.13$$

L_x ; L_y : dimensions de la structure en plan (22.7 ; 16.2m)

Tableau 4-5 Evaluation des excentricités

Niveau	G (X_m, Y_m)	R (X_t, Y_t)	$e_{x_{th}}$	$e_{y_{th}}$	e_{accx}	e_x adopté	e_y adoptée
1	10,62 7,96 -1,34	7,84 7,92 -1,34	2.78	0,04	1.13	2.78	1.13
2	10,93 7,92 3,09	10,63 8,27 3,09	0.3	0,34	1.13	1.13	1.13
3	10,97 7,90 6,51	10,63 8,27 6,51	0.34	0,37	1.13	1.13	1.13
4	10,97 7,90 9,57	10,63 8,27 9,57	0.34	0,37	1.13	1.13	1.13
5	10,97 7,90 12,63	10,63 8,27 12,63	0.34	0,37	1.13	1.13	1.13
6	10,97 7,90 15,69	10,63 8,27 15,69	0.34	0,37	1.13	1.13	1.13
7	10,97 7,90 18,75	10,63 8,27 18,75	0.34	0,37	1.13	1.13	1.13
8	10,97 7,90 21,81	10,63 8,27 21,81	0.34	0,37	1.13	1.13	1.13
9	10,97 7,90 24,87	10,63 8,27 24,87	0.34	0,37	1.13	1.13	1.13
10	10,97 7,90 27,93	10,63 8,27 27,93	0.34	0,37	1.13	1.13	1.13
11	10,97 7,90 30,99	10,63 8,27 30,99	0.34	0,37	1.13	1.13	1.13
12	10,97 7,91 34,07	10,63 8,27 34,07	0.34	0,36	1.13	1.13	1.13

4.5.4. Vérification des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur v , ne doivent pas dépasser les limites, Δk , données dans le Tableau (5.2) de L'RPA 2024 et $V. \Delta_K \leq \overline{\Delta_k}$

Tableau 4-6 Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de Structure	Déplacement limite $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	0.0100 h_K
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_K
Bâtiment en PAF	0.0050 h_K
Bâtiments en Bois	0.0075 h_K
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 h_K

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

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

h_K : la hauteur du niveau « k »

V_A : Le coefficient réducteur il est pris égal à 0.5

$$\frac{R}{Q_f} = \frac{4,5}{1} = 4.5$$

Tableau 4-7 vérification déplacement inter-étages

Niveau	H mm	Δk_x cm	Δk_y cm	$4.5 \times k_x$ cm	$4.5 \times k_y$ cm	0.01 h mm	Observati on $\Delta k_x < 0,01h$	Observation $\Delta k_x < 0,01h$
1	4500	-0,40	-0,47	0,081	0,229	45	vérifiée	vérifiée
2	4080	-0,04	-0,04	0,486	0,706	40.8	vérifiée	vérifiée
3	3060	-0,07	-0,10	0,535	0,747	30.6	vérifiée	vérifiée
4	3060	-0,04	-0,05	0,612	0,85	30.6	vérifiée	vérifiée
5	3060	-0,01	-0,01	0,661	0,909	30.6	vérifiée	vérifiée
6	3060	0	0,01	0,679	0,927	30.6	vérifiée	vérifiée
7	3060	0,02	0,03	0,679	0,913	30.6	vérifiée	vérifiée
8	3060	0,02	0,04	0,657	0,877	30.6	vérifiée	vérifiée
9	3060	0,04	0,06	0,63	0,828	30.6	vérifiée	vérifiée
10	3060	0,04	0,06	0,589	0,765	30.6	vérifiée	vérifiée
11	3060	0,03	0,05	0,54	0,702	30.6	vérifiée	vérifiée
12	3060	0,50	0,65	0,508	0,652	30.6	vérifiée	vérifiée

4.5.5. Vérification effet P-delta

Les effets du second ordre ou effet P- peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_k \cdot \Delta_K}{V_k \cdot H_k} \leq 0.10$$

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

Δ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

H_k : hauteur du niveau k

Tableau 4-8 : vérification effets du second ordre sens x-x

Etage	H	P	V _x	Δ	θ	Vérification
1	4.5	54451,4	2604,57	0,081	0,0004	ok
2	4.08	48430,5	2588,54	0,486	0,0022	ok
3	3.06	43398,3	2499,1	0,535	0,0030	ok
4	3.06	38872,6	2368,72	0,612	0,0033	ok
5	3.06	34375,2	2214,25	0,661	0,0034	ok
6	3.06	30039	2050,72	0,679	0,0033	ok
7	3.06	25702,9	1875,91	0,679	0,0030	ok
8	3.06	21366,7	1687,42	0,657	0,0027	ok
9	3.06	17060,3	1481,3	0,63	0,0024	ok
10	3.06	12915,2	1248,97	0,589	0,0020	ok
11	3.06	8770,09	956,92	0,54	0,0016	ok
12	3.06	4635,44	571,84	0,508	0,0013	ok

Tableau 4-9 : vérification effets du second ordre sens y-y

Etage	H	P	V _y	Δ	θ	Vérification
1	4500	54451,4	2653,69	0,229	0,0010	ok
2	4080	48430,5	2611,74	0,706	0,0032	ok
3	3060	43398,3	2482,63	0,747	0,0043	ok
4	3060	38872,6	2323,76	0,85	0,0046	ok
5	3060	34375,2	2153,21	0,909	0,0047	ok

6	3060	30039	1987,59	0,927	0,0046	ok
7	3060	25702,9	1823,24	0,913	0,0042	ok
8	3060	21366,7	1655,32	0,877	0,0037	ok
9	3060	17060,3	1476,67	0,828	0,0031	ok
10	3060	12915,2	1273,08	0,765	0,0025	ok
11	3060	8770,09	1004,08	0,702	0,0020	ok
12	3060	4635,44	620,14	0,652	0,0016	ok

La structure est stable vis-à-vis de l'effet P-delta

4.5.7. Conclusion

Les vérifications du comportement de la structure vis-à-vis du séisme sont terminés, nous avons obtenu des résultats satisfaisants en matière de disposition, rigidité, déplacement et effort sismique, nous pouvons donc procéder à l'étape suivante.

Chapitre 5 :

Etude des éléments structuraux

Chapitre 5: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1. Introduction

Après avoir modélisé la structure et vérifié sa sécurité face aux actions sismiques, nous passons à l'estimation de la quantité d'acier nécessaire pour assurer la résistance et la stabilité des différents éléments structuraux du bâtiment.

Grâce au logiciel ROBOT, nous obtenons les efforts internes pour chaque combinaison d'actions appliquées aux éléments.

Les planchers et les poutres d'extrémité, soumis principalement à des moments fléchissant, seront dimensionnés en flexion simple.

Les voiles, qui subissent à la fois des moments fléchissant et un effort normal, seront analysés en flexion composée.

Tous les calculs seront réalisés en conformité avec les réglementations du béton armé CBA93, BAEL91-99 et RPA2024.

5.2. Plancher

Nous allons procéder au ferrailage de la dalle pleine des étages à l'aide du logiciel Robot 2024 et Robot expert 2009. Le calcul se fait en flexion simple.

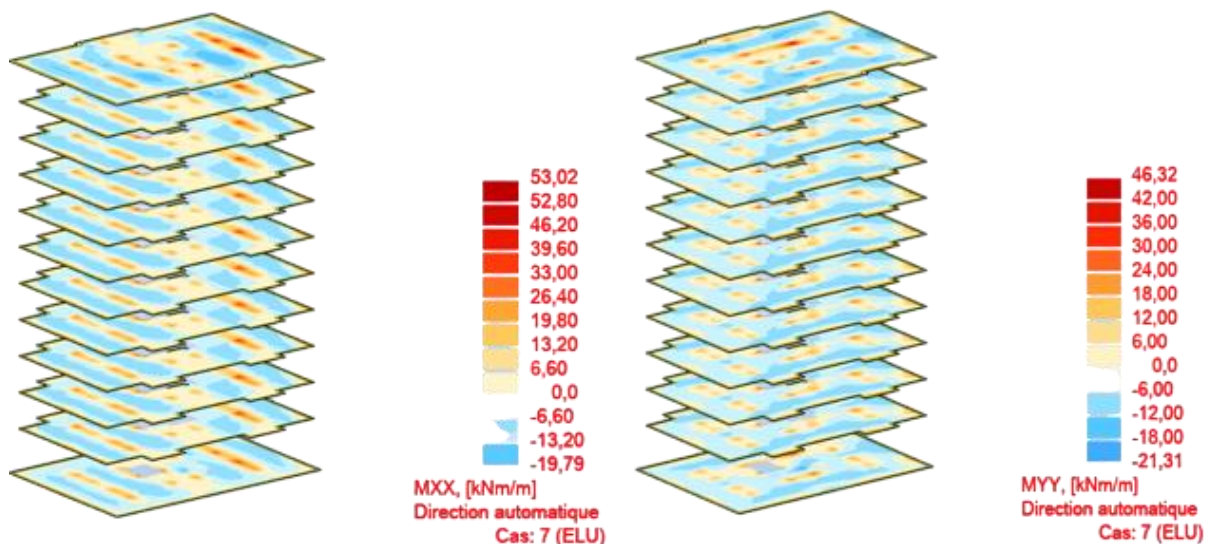


Figure 5-1: résultats de cartographie (ELU)

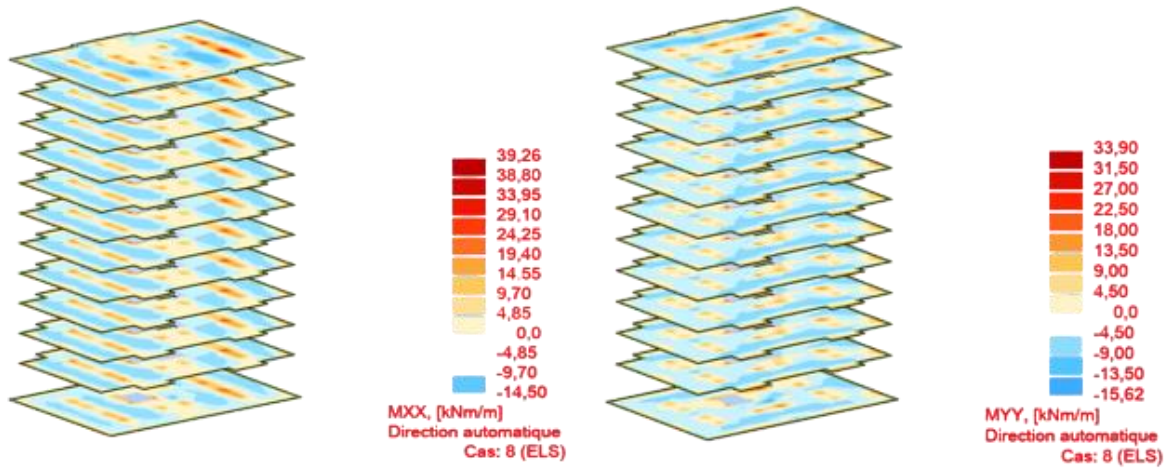


Figure 5-2: résultats de cartographie (ELS)

Tableau 5-1: Les moments max du plancher

Sens	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
X-X	53.02	39.26
Y-Y	46.32	33.90

Figure 5-3: Robot expert calcul les sections (X-X)

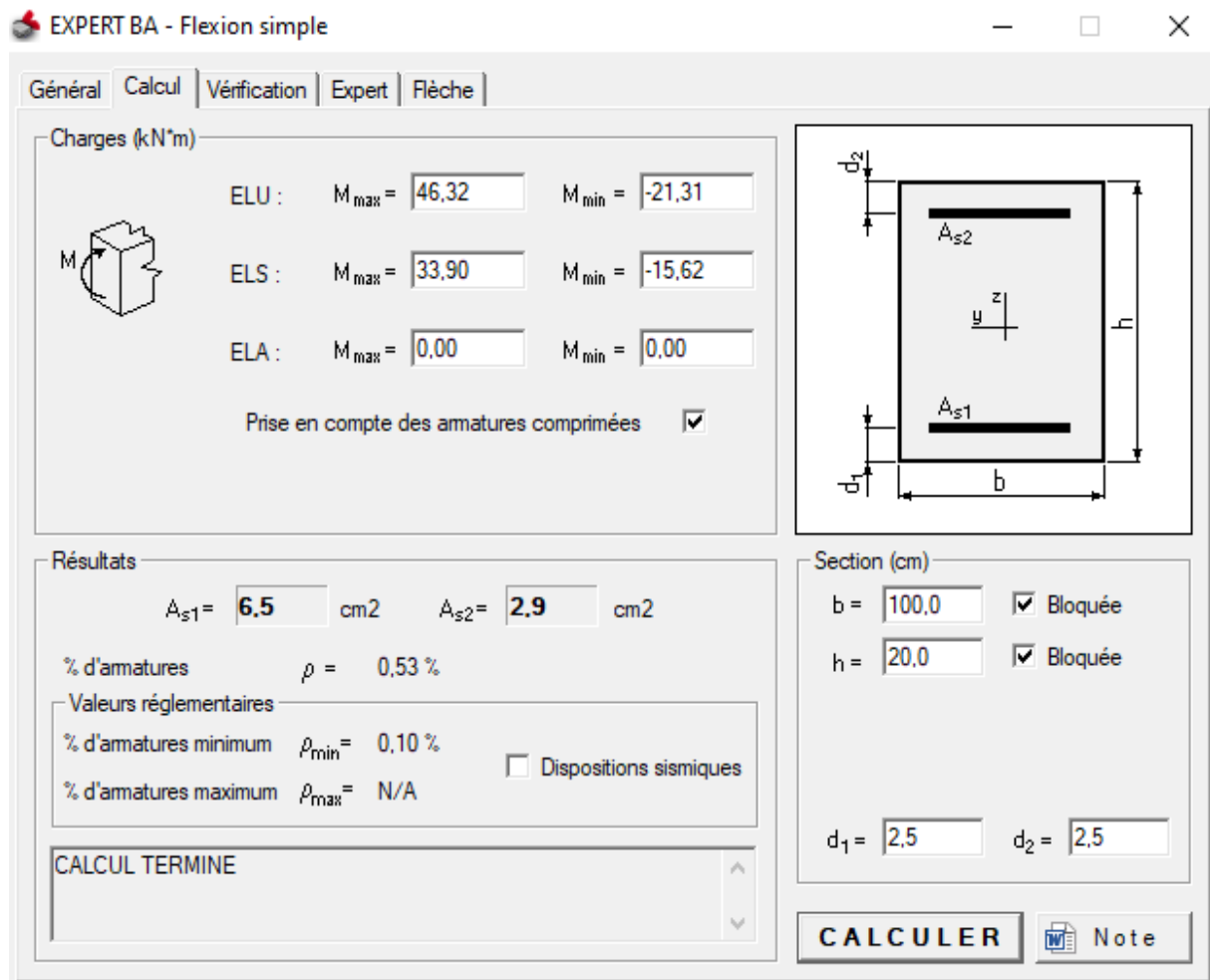


Figure 5-4: Robot expert calcul les sections (Y-Y)

Tableau 5-2: Choix des armatures

Sens	A calculé	A min	Choix	A choix
X-X	7.5	1.73	7HA12	7.92
Y-Y	6.5	1.73	7HA12	7.92

5.2.1. Les vérifications

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.73 \text{ cm}^2 < A_{choix} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales

$$St \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$St \leq \min (40\text{cm}; 25 \text{ cm}) = 25\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS (sens X-X)

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.92}{100} = 1.18 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 18 \times 1.18 = 42.48 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.18 + \sqrt{1.18^2 + 42.48} = 5.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 5.44^3}{3} + 15 \times 7.92 \times (18 - 5.44)^2 = 24107 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{39260}{24107} = 1.62$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 8.81 \text{ MPa} \leq \sigma_{b adm} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 305.2 \text{ MPa} > \sigma_{s adm} = 201,6 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On recalcule les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{39260}{305.2 \times 100 \times 18^2} = 0.00397 < 0.392$$

$$K_1 = 34.02; \beta_1 = 0.898$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_{sa} \cdot d \cdot \beta_1 \times d} = \frac{39260}{305.2 \times 0.898 \times 18} = 7.95 \text{ cm}^2$$

A choix : 8T12 = 9.05 cm² avec e=12.5cm.

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification à l'ELS (sens Y-Y)

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.92}{100} = 1.18 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 18 \times 1.18 = 42.48 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.18 + \sqrt{1.18^2 + 42.48} = 5.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 5.44^3}{3} + 15 \times 7.92 \times (18 - 5.44)^2 = 24107 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{33900}{24107} = 1.40$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 7.61 \text{ MPa} \leq \sigma_{b adm} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 263.76 \text{ MPa} > \sigma_{s adm} = 201,6 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On recalcule les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{33900}{263.76 \times 100 \times 18^2} = 0.00396 < 0.392$$

$$K_1 = 34.02; \beta_1 = 0.898$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_{sa} \cdot d \cdot \beta_1 \times d} = \frac{33900}{263.76 \times 0.898 \times 18} = 7.95 \text{ cm}^2$$

A choix : $8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$ avec $e=12.5\text{cm}$.

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

5.2.2. Dessin de ferrailage

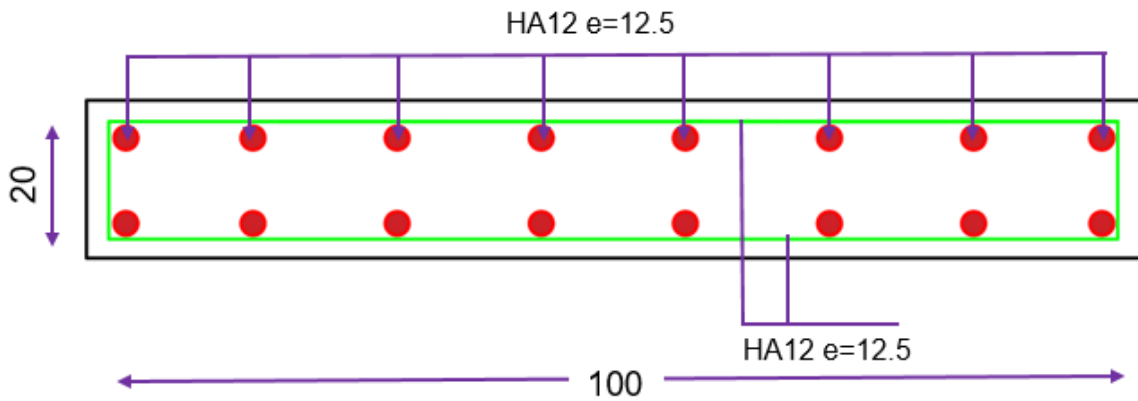


Figure 5-5: Ferrailage de la dalle

5.3. Poutre noyée

Les poutres noyées sont ajoutées pour éviter le poinçonnement de la dalle. Calculé en flexion simple. $H=20 \text{ cm}$ $B=50 \text{ cm}$

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de la RPA2024.

Tableau 5-3: Les moments et efforts tranchants

Cas	Sollicitations	Moment	Effort tranchant
ELU	Mtu	39,00	85,55
	Mau	-41,14	-77,77
ELS	Mts	28,65	62,58
	Mas	-29,83	-56,78

Choix : 4HA12, espacement = 12.5 cm

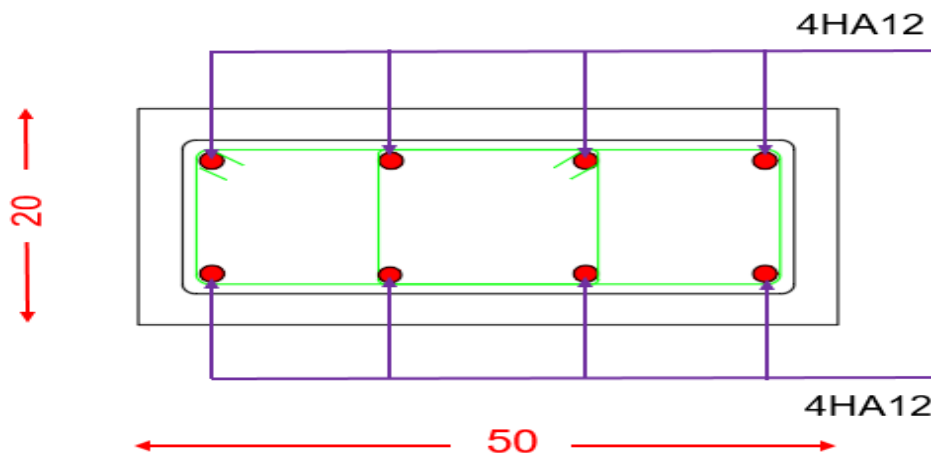


Figure 5-6: Ferrailage des poutres noyée

5.4. Poutre d'extrémité

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 2024

Tableau 5-4: Les moments et efforts tranchants

Cas	Sollicitations	Moment	Effort tranchant
ELU	Mtu	92.72	146,77
	Mau	-54.00	-167,79
ELS	Mts	68.04	80,93
	Mas	-64.48	-95,49

5.4.1. Calcul du ferrailage

5.4.1.1 Travée

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{92720}{35 \times 50^2 \times 14.2} = 0.074 < 0.392 \Rightarrow \mu < \mu_L$$

Donc : Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074}) = 0.10$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.1 = 0,96$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78$$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = 4.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 4.44 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA14 (A=4.62 cm²)

Les vérifications

$$D = \frac{15 \times 8.04}{b} = \frac{15 \times 4.62}{35} = 1.98 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 50 \times 198 = 198 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.98 + \sqrt{1.98^2 + 198} = 12.22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{35 \times 12.22^3}{3} + 15 \times 4.62 \times (50 - 12.22)^2 = 120203.10 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{68040}{120203.1} = 0.56$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 6.84 \text{ MPa} \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 317.35 \text{ MPa} > \sigma_{sadm} = 201,6 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On recalcule les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{68040}{317.35 \times 35 \times 50^2} = 0.00245 < 0.392$$

$$K_1 = 45.98; \beta_1 = 0.958$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_{sa} \times \beta_1 \times d} = \frac{68040}{317.35 \times 0.958 \times 50} = 4.47 \text{ cm}^2$$

A choix : 3HA14 = 4.62 cm²

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$T = 146.77 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{146770}{3500 \times 150} = 0.27 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.4.1.2. Appui

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{54000}{35 \times 50^2 \times 14.2} = 0.043 < 0.392 \Rightarrow \mu < \mu_L$$

Donc : Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.062 = 0.97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2.56 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA12 (A=3.39 cm²)

Les vérifications

$$D = \frac{15 \times 3.39}{b} = \frac{15 \times 3.39}{35} = 1.45 \text{ Cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 50 \times 1.45 = 145 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.45 + \sqrt{1.45^2 + 145} = 10.67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{35 \times 10.67^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (50 - 10.67)^2 = 132946.6 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{64480}{132946.6} = 0.48$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 5.17 \text{ MPa} \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 283.17 \text{ MPa} > \sigma_{sadm} = 201,6 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On recalcule les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{64480}{286.17 \times 35 \times 50^2} = 0.00257 < 0.392$$

$$K_1 = 44.52; \beta_1 = 0.956$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_{sa} \times \beta_1 \times d} = \frac{64480}{286.17 \times 0.956 \times 50} = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ choix : } 3T12 + 3T10 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$T = 80.93 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau u = \frac{T}{b \times d} = \frac{118770}{3500 \times 150} = 0.15 \text{ Mpa} < \bar{\tau} u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

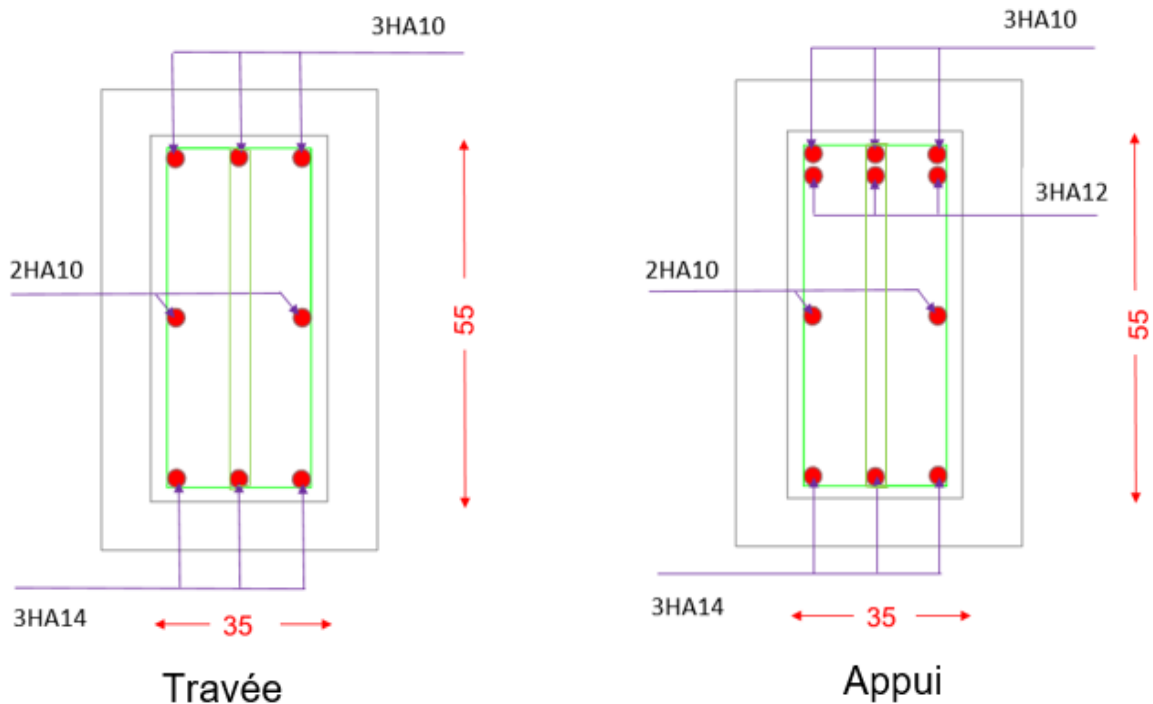


Figure 5-6: Ferrailage de la poutre d'extrémité

5.5. Voiles

5.5.1. Introduction

Les voiles seront calculées à la flexion composée à l'aide des sollicitations obtenues de ROBOT.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le Règlement parasismique Algérien RPA2024. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

5.5.2. Combinaison de charge

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables.

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

où:

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation, non pondérées

ψ : Coefficient d'accompagnement

Et :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

On a procédé au calcul des sections de ferrailages par le Robot. On applique les paramètres de calcul suivants aux voiles :

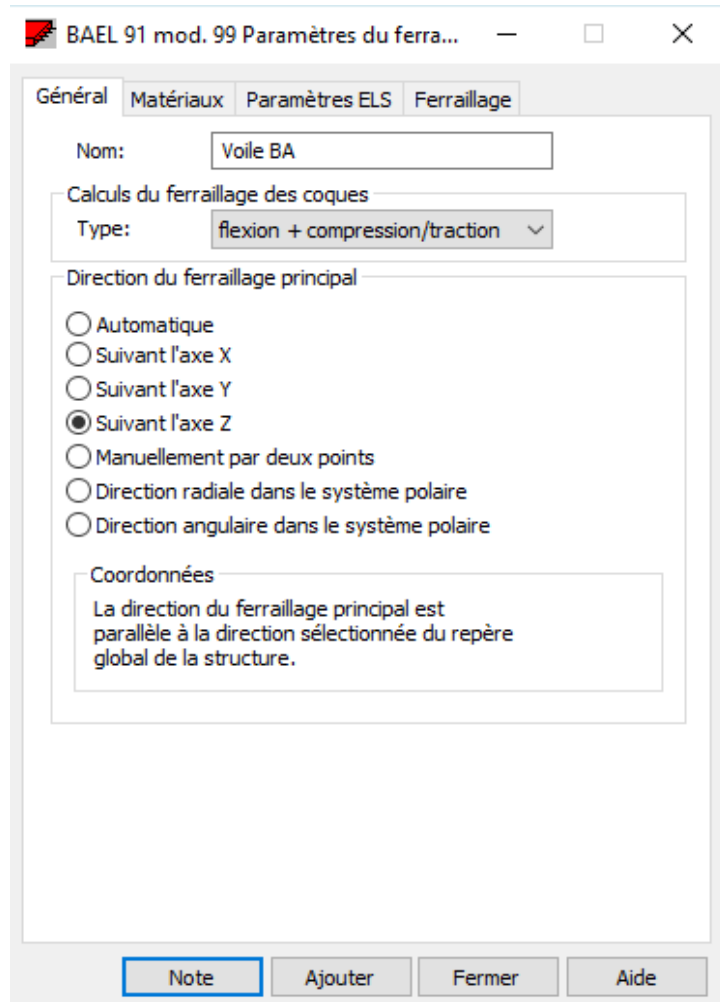


Figure 5-7: Paramètres Voile

Le ferrailage vertical est nommé Ax principale et le ferrailage horizontal est nommé Ay perpendiculaire.

Les résultats sont présentés par cartographie.

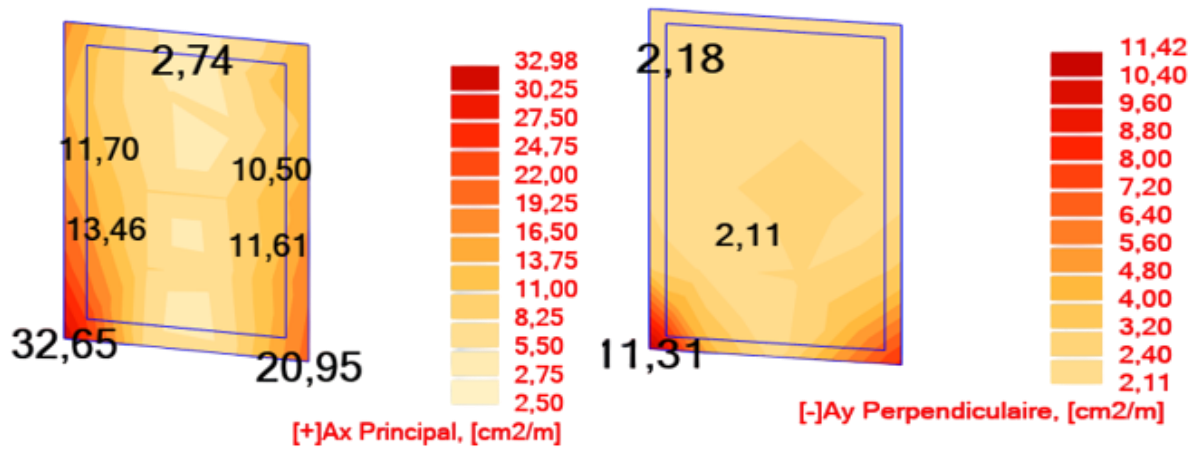


Figure 5-8: Cartographie Zone 1

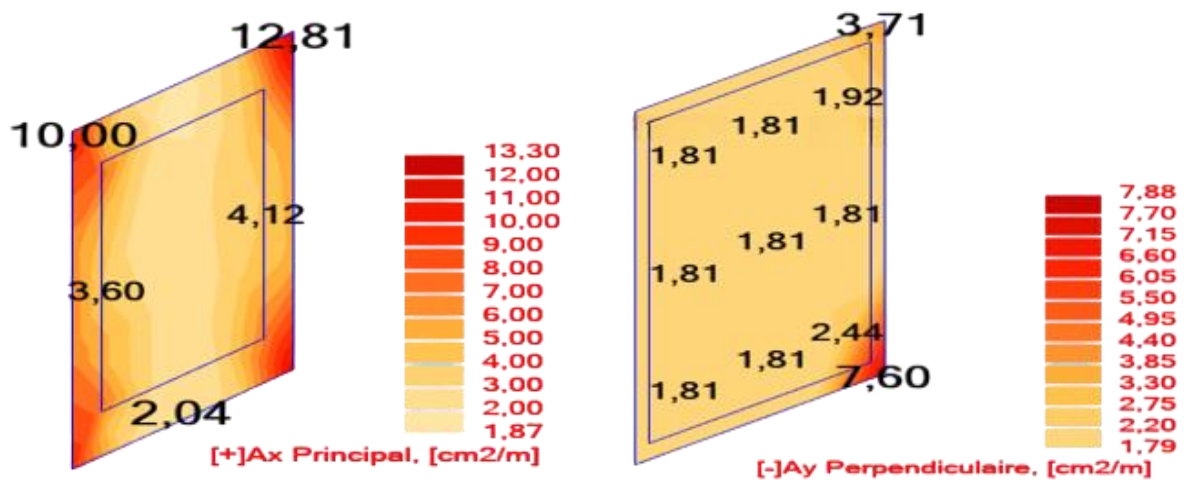


Figure 5-9: Cartographie Zone 2

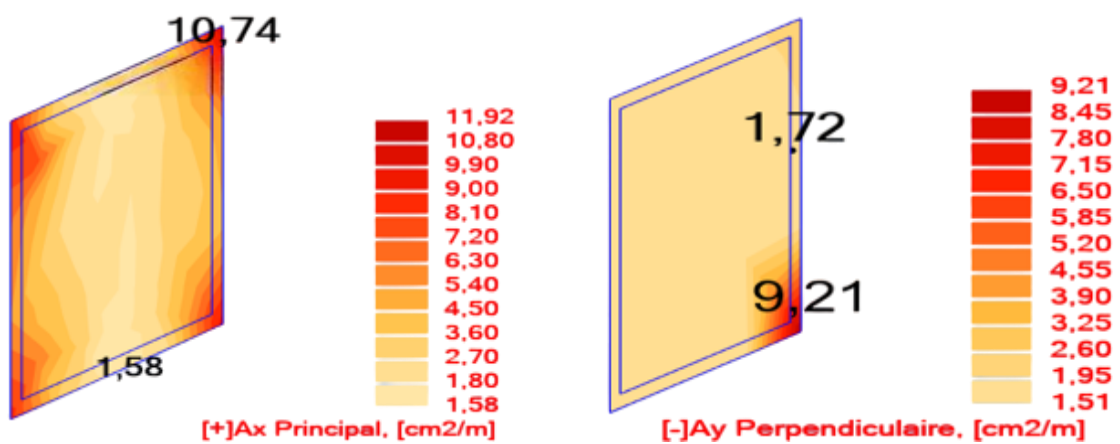


Figure 5-10: Cartographie Zone 3

Tableau 5-5: Sections des armatures des voiles

Epaisseur (cm)	40	35	30
Ax (cm ² /m)	32.98	13.30	11.92
Choix	30T12=33.92 cm ² Es=20 cm	12T12=13.57 cm ² Es=25 cm	12T12=13.57 cm ² Es=25 cm
Ay (cm ² /m)	11.42	7.88	9.21
Choix	15T10=23.56 cm ² Es=20 cm	12T10=9.42 cm ² Es=25 cm	12T10=9.42 cm ² Es=25 cm

5.5.3. Dessin de ferrailage

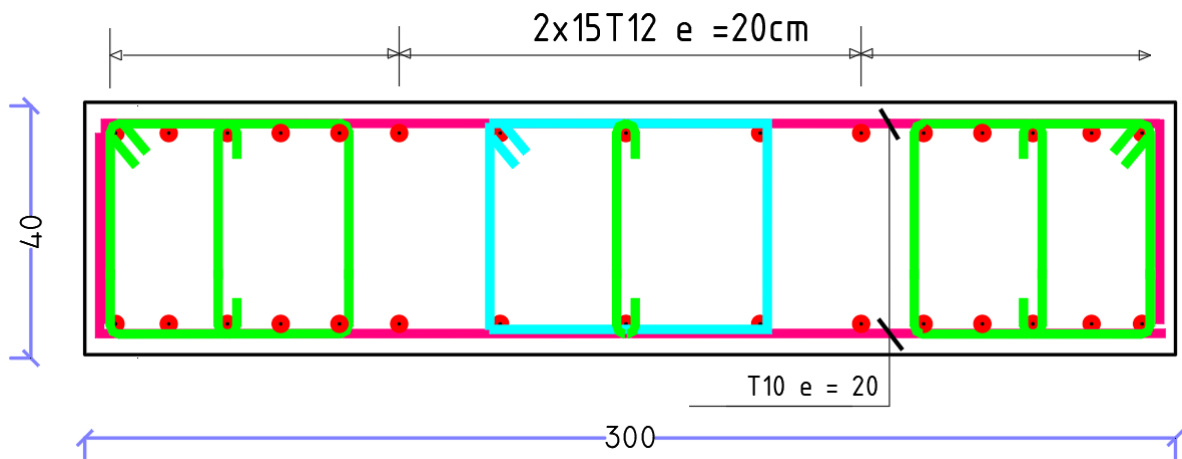


Figure 5-11: Ferrailage Voile 3m

Chapitre 6 : Infrastructure

Chapitre 6: INFRASTRUCTURE

6.1. Introduction

La conception et la construction des fondations sont essentielles pour garantir la stabilité et la durabilité d'une structure. Dans ce chapitre, nous allons choisir le type de fondation le plus approprié, déterminer ses dimensions et estimer la quantité d'acier nécessaire.

Le choix des fondations dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature du sol, les charges à supporter et la forme de la structure. On distingue trois grandes catégories de fondations : superficielles, semi-profondes et profondes.

Dans un premier temps, nous allons étudier les fondations superficielles, en particulier :

- Les semelles filantes
- Le radier général
- Les fondations profondes

6.2. Choix du type de fondation

Nous nous concentrons sur le radier, qui est une dalle en béton armé coulée directement sur le sol, avec ou sans nervures. Il est souvent comparé à un plancher inversé en raison de son mode de fonctionnement.

6.2.1. Avantage du radier

Le poids de la dalle est reparti sur une grande surface ce qui permet de réduire la pression du sol et de minimiser le risque d'affaissement.

Il présente une facilité d'exécution par rapport aux autres fondations : peu de coffrage, ne nécessite pas une importante excavation.

6.2.1.1. Pré dimensionnement

Il fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont les murs voiles et soumis à l'action du sol agissant du bas vers le haut de manière uniforme : il est supposé infiniment rigide. Son épaisseur doit satisfaire aux conditions :

- De rigidité
- Forfaitaire
- De non poinçonnement
- De non cisaillement

Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times B}}$$

L_e : longueur élastique du radier

L_{max} : longueur du panneau le plus sollicité = 5.6 m

E : module de Young= $3.2 \cdot 10^6$ MPa

I : moment d'inertie du radier

K : coefficient d'élasticité du sol = 15000 kN/m^3

B : largeur du panneau le plus sollicité = 5.5 m

Nous obtiendrons en remplaçant :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \left(\frac{2 \times b}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 15000}{3.2 \times 10^6} \times \left(\frac{2 \times 5.5}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq 100 \text{ cm}$$

Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{5.6}{8} \leq h \leq \frac{5.6}{5} = 0.7 \text{ m} \leq h \leq 1.12 \text{ m}$$

Condition de non cisaillement

Pour le panneau le plus sollicité : : $L_x=5.5\text{m}$ et $L_y=5.6\text{m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.5}{5.6} = 0.98 > 0.4$$

La dalle porte dans les deux sens

$$T_x = q \times \frac{L_x \times L_y}{2L_x + L_y} \text{ et } T_y = q \times \frac{L_x}{3}$$

$$\frac{N}{S_b} = \frac{73513.09}{671.65} = 109.45 \text{ K}_n/\text{m}^2$$

$$\begin{cases} T_x = 202.5 \text{ K}_n/\text{m} \\ T_y = 200.65 \text{ K}_n/\text{m} \end{cases}$$

$$T_{\max} = T_x = 202.5 \text{ K}_n/\text{m}$$

Nous devons vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9h}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \frac{T_{\max}}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{202.5}{0.9 \times 1 \times 2500} = 0.09 \text{ m}$$

Condition de non poinçonnement

$$N_u \leq 0.045u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier (ELU)

$N_u = 5428,01$ KN localisé au voile

U_c : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (a1 + b1) \text{ avec } \begin{cases} a1 = a + h \\ b1 = b + h \end{cases}$$

$U_c = 9800$ mm = 9.8 m

$$N_u = 5428,01 \text{ Kn} < 0.045 \times 9800 \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 7320.6 \text{ Kn}$$

Les conditions sont tout satisfaites.

6.2.1.2. Caractéristiques du radier

$h_{\text{radier}} = 100$ cm

$S = 671.65$ m²

Poids propre: $Gr = \gamma_b \times h \times S = 25 \times 1 \times 671.65 = 16791.25$ Kn

Vérification des contraintes

Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 1.5

$\sigma_{\text{sol}} = 5$ Mpa ; $1,5\sigma_{\text{sol}} = 7,5$ Mpa

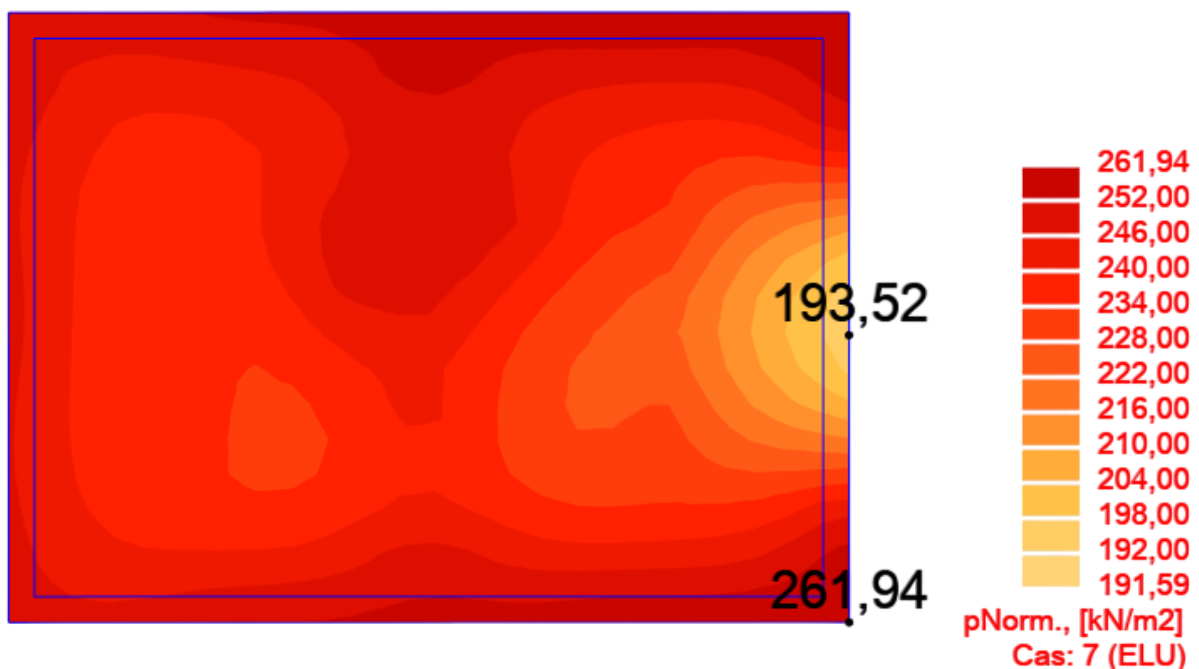


Figure 6-1: Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 2.61 + 1.91}{4} = 2.43 < 7.5$$

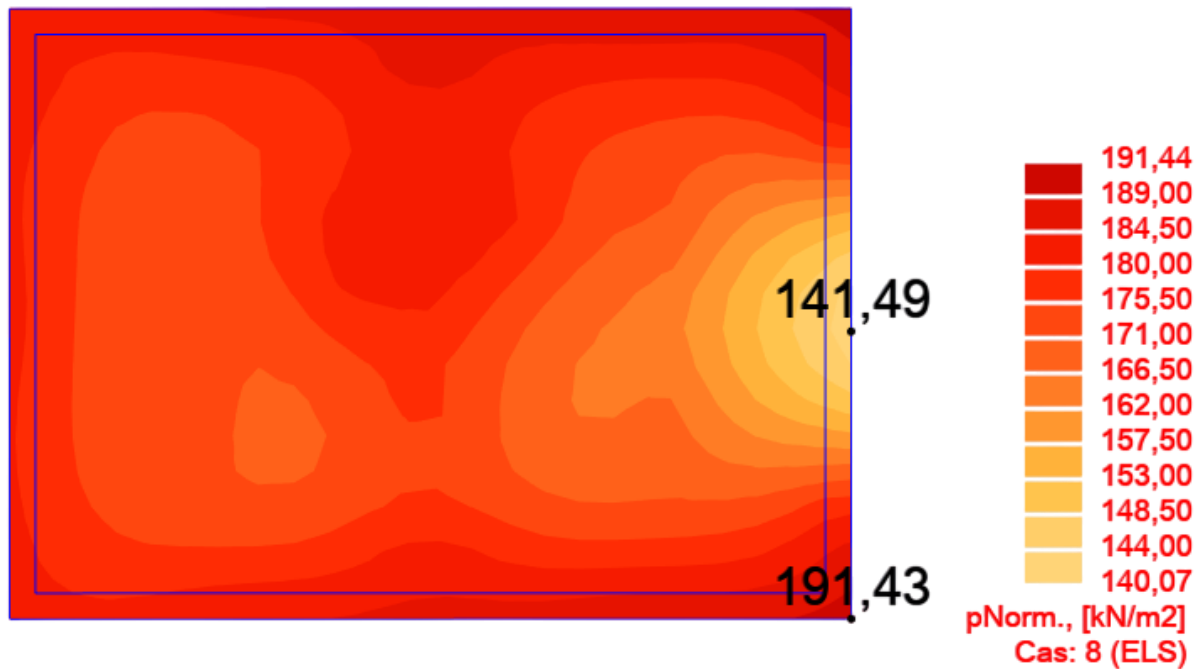


Figure 6-2: Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 1.91 + 1.4}{4} = 1.78 < 7.5$$

Vérification de l'effet sous pression

Nous devons nous assurer que notre radier est en sécurité vis-à-vis du phénomène de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique. Pour cela, il faut vérifier :

$$P > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : poids du bâtiment

Z : profondeur d'ancrage

S : surface du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10KN/m³

$$1.5 \times 671.65 \times 10 \times 4 = 40299 \text{ KN}$$

$$P = 73513.09 \text{ KN} > 40299 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6.2.1.3. Calcul du ferrailage du radier

M < 0 tend les fibres inférieures

Tableau 6-1: récapitulatif moments Mxx

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-808.34	807.98	-587.50	596.67	-796.95	738.30

Tableau 6-2: récapitulatif moments Myy

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-842.46	885.70	-614.84	587.61	-520.00	457.18

6.2.1.4. Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple par la méthode de cartographie. Les résultats figurent dans le tableau suivant avec ROBOT 2024 et les dimensions suivantes

B=100 cm

H=100 cm

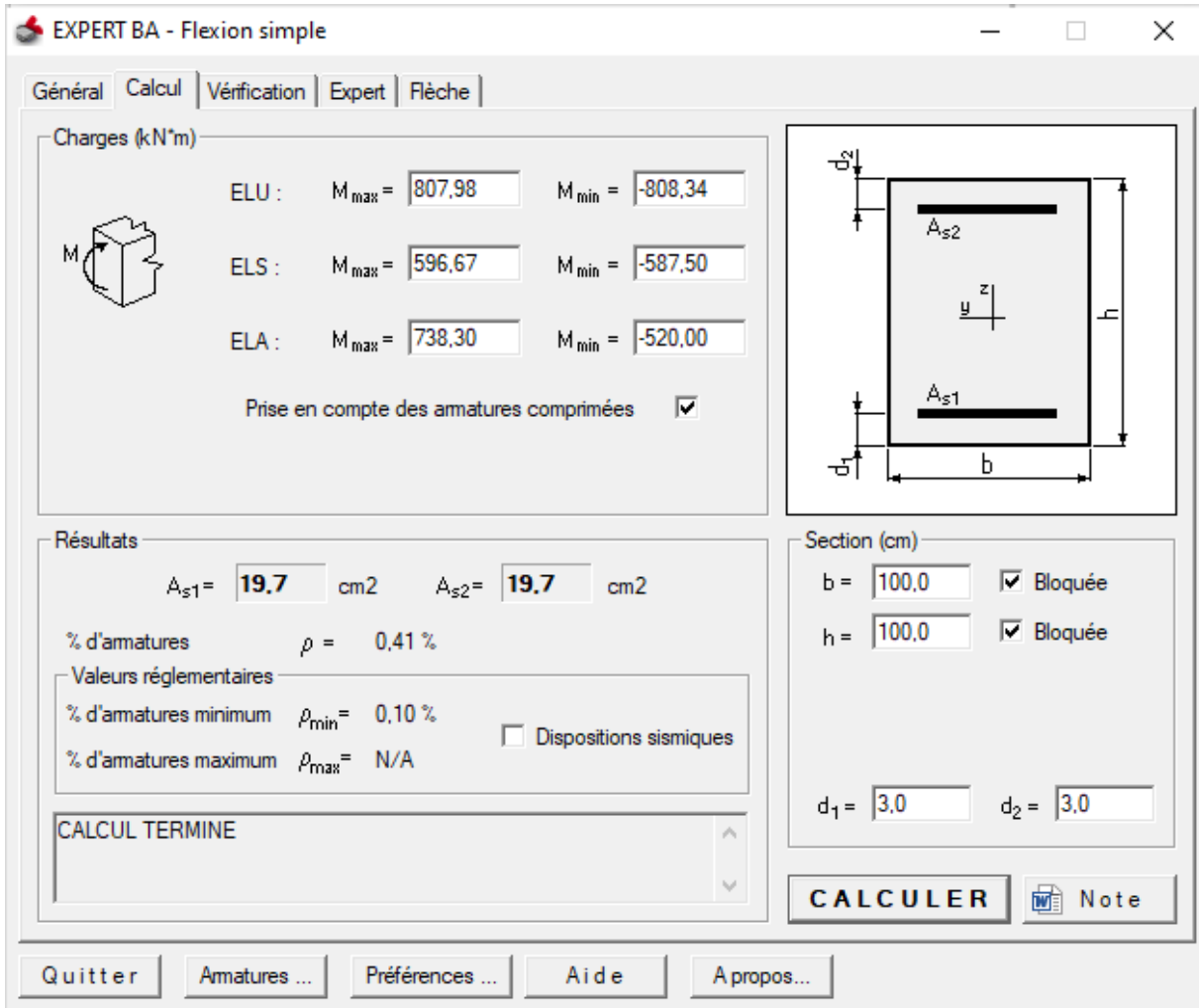


Figure 6-3: Robot expert calcul les sections (X-X)

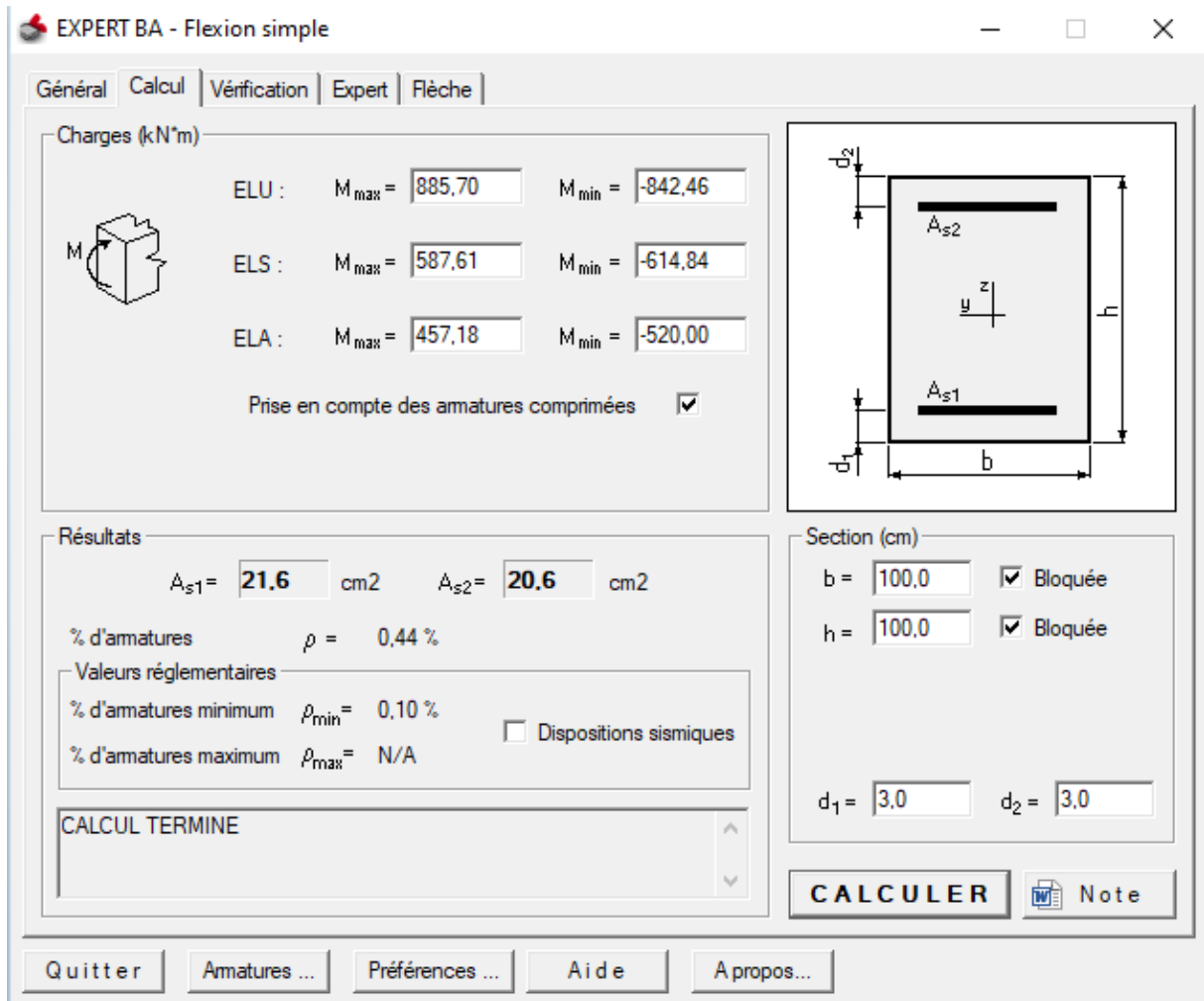


Figure 6-4: Robot expert calcul les sections (Y-Y)

Tableau 6-3: Choix des armatures de radier

		Acalc	Choix	A
Sens-X	Travée	19.7	7HA20	21.99
	Appui	19.7	7HA20	21.99
Sens-Y	Travée	21.6	7HA20	21.99
	Appui	20.6	7HA20	21.99

Condition de non fragilité

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 100 \cdot \frac{ft_{28}}{f_e} = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 9,66 \text{ cm}^2 < A_{choix} = 21.99 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELS

Nous devons vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$p_1 = \frac{100 \times A}{bd}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}, \beta_1 \text{ et } K_1 \text{ tirés du tableau}$$

Tableau 6-4 : vérification à l'ELS

		A	σ_s	σ_b	Vérification
Sens-Y	Appui	21.99	187.05	4,7	C.V.
	Travée	21.99	193.95	6.4	C.V.
Sens-Y	Appui	21.99	180.43	5.9	C.V.
	Travée	21.99	165,0	4.2	C.V.

6.2.1.5. Dessin de ferrailage

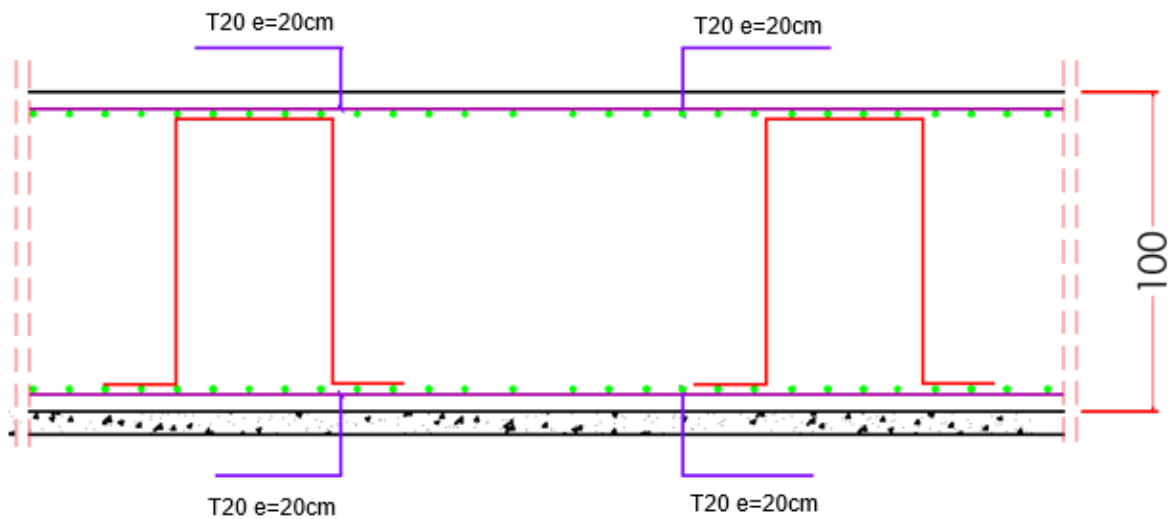


Figure 6-5: Ferrailage du radier

CONCLUSION GENERALE

Tout au long de ce projet, nous avons eu l'occasion de confronter ce que nous avons appris en théorie à la réalité du terrain. Cela nous a permis de mieux comprendre le rôle de l'ingénieur, qui doit constamment trouver des solutions adaptées aux besoins spécifiques de chaque chantier, tout en tenant compte de la sécurité, des délais et des coûts.

Dans notre cas, nous sommes partis des plans d'architecture pour passer au pré-dimensionnement des différents éléments de la structure : planchers, voiles, poutres, balcons, acrotères et escaliers. Nous avons ensuite réalisé une étude sismique à l'aide du logiciel ROBOT, selon les exigences du RPA 2024. Cette étape nous a amenés à revoir la disposition des voiles proposée initialement par l'architecte.

Une fois la stabilité de la structure assurée, nous avons procédé au ferrailage des éléments selon les règles du BAEL 99, en prenant en compte les efforts les plus contraignants. Pour les fondations, les calculs de charges nous ont naturellement orientés vers la solution du radier, que nous avons ensuite dimensionné et armé.

Ce travail nous a également permis de nous initier à des logiciels essentiels comme AUTOCAD pour le dessin technique et ROBOT pour le calcul de structure.

En résumé, cette étude a été très enrichissante : elle nous a permis de toucher un peu à tout et d'acquérir des compétences qui nous seront sans aucun doute utiles dans notre futur métier d'ingénieur.

REFERENCES

[2] : AYAD Mohamed Cherif. Etude technique et technico-commercial d'un bâtiment R+16 étages+ 3 sous-sols + 1 étage mezzanine à usage mixte avec un système constructif murs porteurs. Mémoire de fin d'études Master Structures. Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, 2022, 269 pages.

[2] : MAIGA Fatoumata Agassoumane. Etude technique et technico-commerciale d'un bâtiment en "RDC+18 étages+03 sous-sols et un étage mezzanine" avec un système de contreventement "murs porteurs" Mémoire de fin d'études Master Structures. Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, 2022, 155 pages.

[3] : MEKHERBECHE Mohamed et MOHAMED BENKOIBICHE Noureddine
Etude Comparative Technique Et Technico-Commercial D'une Structure En Béton Arme Et Autre En Charpente Métallique" Mémoire de fin d'études Master Structures. Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, 2022, 193pages.

[4] : Charges permanentes et charges d'exploitation (D.T.R. -B.C. 2-2).

[5] : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[5] : Règles Parasismiques Algériennes (RPA2024).

[6] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 révisées 99.