

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic Republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية

Civil engineering department



كلية العلوم والتكنولوجيا
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم



N° d'ordre : M/GC/2026

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment sous-sol +RDC+7 étages à usage
d'habitation et commercial

Présenté par : HAMMOU SARRA

CHEBAHI HAFSSA

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

- Président : ZELMAT YACINE
- Examineur : BAHAR SADEK
- Encadrant: BELGUESMIA KHALIL

Année Universitaire : 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué de manière significative à la réalisation de ce mémoire. Tout d'abord, je tiens à remercier sincèrement mes professeurs pour leur enseignement, leur patience et leurs précieux conseils tout au long de mon parcours académique. Leurs connaissances et leur soutien ont été essentiels pour la réussite de ce projet.

Je tiens également à remercier chaleureusement mes collègues de classe pour leur collaboration et leur partage d'idées. Nos discussions enrichissantes ont joué un rôle crucial dans le développement de ce mémoire.

Je remercie également les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

*Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à **mon encadrant** de mémoire, le « **Mr BELGUESMIA Khalil** », pour son précieux soutien, ses conseils avisés et les efforts constants qu'il a déployés pour nous guider. Mes remerciements s'adressent également à **mon examinateur**, le « **Mr BAHAR SADEK** », qui n'a ménagé aucun effort pour nous accompagner et nous orienter tout au long de l'élaboration de ce travail. Nous remercions aussi Monsieur **le Président du jury**, « **Mr ZELMAT YACINE** », pour l'honneur qu'il nous fait en présidant cette soutenance.*

*Sans son soutien, ce travail n'aurait pas été possible.
J'adresse également mes remerciements à toute la promotion de génie civil
2025/2026.*

Je suis reconnaissante envers chacune de ces personnes qui ont contribué à mon succès académique, et je les remercie du fond du cœur pour leur précieuse aide précieuse.

Rendons grâce à Dieu Tout-Puissant.

DÉDICACE

(وَمَا تَوْفِيقِي إِلَّا بِاللَّهِ عَلَيْهِ تَوَكَّلْتُ وَإِلَيْهِ أُنِيبُ)

سورة هود، الآية 88.

A Dieu (ALLAH)

Unique, le Tout-Puissant, le Clément et le Miséricordieux, Qu'il nous couvre de sa bénédiction». AMEN!

Au Prophète Mohamed □

Que la paix et la bénédiction de dieu soit sur lui »

*Notre guide et notre exemple bien-aimé.
Qu'il nous oriente dans le droit chemin.*

A Ma Très Chère Mère

Qui a contribué à ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, qu'elle reçoit à travers ce travail aussi modeste sou-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Puisse Dieu, le tout puissant, te préserve et t'accorde santé, longue vie et bonheur.

A Mon Cher Père

Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation

A la mémoire de Mon Grand Père

BELHOUARI, BEN DHAIBA

Qui a été toujours dans mon esprit et dans mon cœur, je vous dédie aujourd'hui ma réussite. Que Dieu, le miséricordieux, vous accueille dans son éternel paradis.

A mes chères sœurs

SAMIRA et BAKHTA pour leurs encouragements.

À mes chers frères

ABD ELKADER , KARIME , DJILALI , DADI.

Et j'adresse mes sincères remerciements à mes amis

ABD ELHAK, MOHAMED, ABD ALLAH, AMINA, SABRINE

SARRA

DÉDICACE

A ma chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles

A mon très cher père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection

A mes très chers frères et mes belles sœurs

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite

KHEIRA HAFSA

RÉSUMÉ

Ce projet consiste en une étude technique approfondie d'un bâtiment à usage mixte (résidentiel, commercial et parking), comprenant un sous-sol, un rez-de-chaussée, et sept étages résidentiels supérieurs dont trois niveaux commerciaux.

Situé dans la wilaya de Mostaganem, classée en zone sismique (II a) selon le Centre national de recherche appliquée en génie parasismique (RPA 2003).

Ce bâtiment est conçu en utilisant des méthodes modernes de calcul et de contrôle du béton armé.

La structure garantit sa résistance aux charges verticales et horizontales grâce à un système porteur constitué de murs en béton armé (voiles).

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot structural analysis 2023, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ABSTRACT:

This project presents a detailed technical study of a mixed-use building (residential, commercial, and parking facilities), consisting of a basement, a ground floor, and seven upper residential floors, including three commercial levels.

The building is located in the province of Mostaganem, which is classified as a seismic zone (II a) according to the Algerian Seismic Regulations (RPA 99/Version 2003).

The structural design was carried out using modern methods for the analysis and design of reinforced concrete structures.

The structure ensures adequate resistance to both vertical and horizontal loads through a load-bearing system composed of reinforced concrete shear walls.

Key words: Building, Reinforced Concrete, Robot Structural Analysis 2023, RPA99 Modified 2003, BAEL91 Modified 99.

ملخص

يتمحور هذا المشروع حول إنجاز دراسة تقنية مفصلة لبناية متعددة الاستعمالات (سكنية، تجارية، وموقف سيارات)، تتكون من طابق (تحت أرض و طابق أرضي و 7 طوابق علوية منها 3 طوابق تجارية) ، وتقع بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية من الفئة (II a).

وفق تصنيف المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.
(RPA 2003) مع اعتماد على القواعد الحديثة في حساب ومراقبة الخرسانة المسلحة.
تتحقق مقاومة الهيكل تجاه الحمولات العمودية والأفقية بفضل نظام إنشائي يعتمد على (Voiles). جدران خرسانية مسلحة

الكلمات المفتاحية :

المبنى

الخرسانة المسلحة

Robot Structural Analysis 2023 برنامج

المعدل سنة 2003 RPA99 النظام الجزائري لمقاومة الزلازل

المعدلة سنة 1999 BAE91 قواعد تصميم وإنجاز المنشآت الخرسانية المسلحة

LISTE DES NOTATIONS :

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du bâton à j jours.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

E_{ij} : déformations instantanées.

E_{vj} : déformations différées.

ν : coefficient de poisson.

α : Angle, coefficient dimension.

δ_k : déplacements relatifs.

Δk : déplacements admissibles inter étages.

β : Coefficient de pondération.

γ : Coefficient partiel de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

θ : Coefficient d'application de charge

σ_{st} : contrainte d'acier.

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

f_e : limite élastique d'acier.

E_b : module de déformation du béton.

E_s : module de déformation du béton.

A : coefficient d'accélération de zone.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

ρ : Poids volumique.

μ : Moment réduit.

τ : Contrainte tangentielle.

ELU : état limite ultime.

ELS : état limite service.

A_s : aire d'une section d'acier.
 A_t : section d'armatures transversales.
 A_r : armatures de rive.
 A_{min} : armatures minimales.
 A_v : armatures verticales.
 A_h : armatures horizontales.
 $\emptyset$: Diamètre.
 T_u : contrainte ultime de cisaillement.
 T : période.
 T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
 e : enrobage.
 h_d : épaisseur des dalles.
 e_p : épaisseur.
 L : longueur.
 M_t : moment en travée.
 M_o : moment en appuis d'une poutre reposant sur 2 appuis libres.
 M_a : moment en appuis.
 M_1 : coefficient par rapport à l'armature tendue : coefficient de PIGEAUD.
 M_2 : coefficient de PIGEAUD.
 M^u : moment à l'état limite ultime ;
 M^{ser} : moment à l'état limite service.
 S_t : espacement.
 M_x^u, M_y^u : moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.
 M_x^{ser}, M_y^{ser} : moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.
 M_{adx}^u, M_{ady}^u : moment en appuis droite à l'état limite ultime dans les direction X et Y.
 $M_{adx}^{ser}, M_{ady}^{ser}$: moment en appuis droite à l'état limite service dans les directions X et Y.
 M_{agx}^u, M_{agy}^u : moment en appuis gauche à l'état limite ultime dans les directions X et Y.
 $M_{agx}^{ser}, M_{agy}^{ser}$: moment en appuis gauche à l'état limite service dans les directions X et Y.
 M_r : moment de renversement.
 M_s : moment stabilisant.
 M_f : moment fictive.
 a : épaisseur du de voile.
 d : hauteur utile
 C : centre de pression.
 h_e : hauteur libre d'étage.

V_u : effort tranchant.

W_p : poids propre de l'acrotère.

C_p : facteur de force horizontale.

F_p : l'action de la force sismique appliquée sur l'acrotère.

N_{ser} : effort normal pondéré à l'état limite service.

N_u : effort normal pondéré à l'état limite ultime.

P : force concentrée.

L_v : longueur de la volée.

f : flèche.

$\bar{f}$: Flèche admissible.

Q_u : charge calculée à l'état limite ultime.

Q_{ser} : charge calculée à l'état limite service.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement ;

W : poids total de la structure.

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

d : dimension du bâtiment mesurée à sa base.

p_q : pénalité.

W_{Gi} : poids des charges permanentes.

W_{Qi} : poids des charges d'exploitation.

V : effort sismique

F_i : force concentrée au sommet de la structure.

R_x, R_y : coordonnées du centre de masse selon X et Y;

G_x, G_y : coordonnées du centre de rigidité selon X et Y.

I_{xi}, I_{yi} : moment d'inertie par rapport aux axes OX et OY.

e_{x0}, e_{y0} : l'excentricité théorique dans les directions X et Y.

e_{x1}, e_{y1} : l'excentricité accidentelle dans les directions X et Y.

L_r : longueur de recouvrement

SOMMAIRE

TABLE DES MATIÈRES

Remerciements	3
Dédicace	4
Dédicace	6
Résumé	7
Abstract:	8
ملخص.....	9
LISTE DES NOTATIONS :	10
Sommaire	13
Liste des figures	18
Liste des tableaux:	20
Introduction générale.....	22
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	23
1. Introduction :	24
1.2. Implantation de l'ouvrage :	24
1.3. Présentation de l'ouvrage:	24
1.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	25
1.5. Caractéristiques géotechniques du sol :	37
1.6. Description technique de la structure :	37
1.6.1. Structure principale :	37
1.6.2 Structure secondaire :	37
1.6.3. Fondation :	39
1.7. Règlementation et normes utilisés :	39
1.8. Définition des états limites et les hypothèses de calcul	40
1.8.1. Etats limites ultimes (ELU) :	40

1.8.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :	40
1.8.3. Etats limites de service (ELS) :	41
1.8.4. Hypothèse de calcul à L'ELS :	41
1.9. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :	42
1.9.1. Béton :	42
1.9.2. Acier :	46
1.10. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	47
1.10.1. Etat limite ultime :	47
1.10.2. Etat limite de service :	47
1.10.3. Etat limite accidentelle :	47
1.11. Conclusion :	48
Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges	49
2.1. Pré dimensionnement :	50
2.1.1. Introduction :	50
2.1.2. Plancher (dalle pleine) :	50
2.1.3. Les Voiles :	51
2.1.4. Poutres :	52
2.2. Descente Des Charges :	53
2.2.1. Introduction :	53
2.2.2. Plancher Terrasse Accessible :	53
2.2.3. Plancher Etage Courant :	54
2.2.4. Plancher RDC et mezzanine:	55
2.2.6. Balcon :	56
2.2.7. Mur Extérieure :	57
2.2.8. Mure Intérieur :	57
2.2.9. Escalier :	58
2.3. Conclusion :	59
Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux	60
3.1. Introduction :	61
3.2. Etude d'acrotère :	61
3.2.1. Définition :	61
3.2.2. L'acrotère :	61
3.2.3. Calcul des sollicitations :	62
3.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :	63
3.2.5. Calcul de ferrailage :	63

3.2.6. Calcul en flexion simple :	64
3.2.7. Vérifications à l'ELU :	65
3.2.8. Vérification à l'ELS :	66
3.3. Etude des balcons :	68
3.3.1. Epaisseur de balcon :	68
3.3.2. Détermination des charges :	69
3.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	69
3.3.4. Calcul à l'ELU :	70
3.3.5. Vérifications à l'ELU :	71
3.3.6. Calcul à l'ELS :	73
3.4. Etude escalier :	76
3.4.1. Introduction :	76
3.4.2. Définition des éléments d'un escalier :	76
3.4.3. Dimensionnement :	77
3.4.4. Détermination des charges et surcharges :	78
3.3.4. Calcul à l'ELU :	81
3.3.5. Vérifications à l'ELU :	82
3.3.6. Calcul à l'ELS :	84
3.5. Les planchers :	87
3.5.1. Introduction :	87
3.5.1. Ferrailage longitudinal :	90
Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA	95
4.1. Introduction :	96
4.2. Choix de la méthode de calcul :	96
4.2.1. Méthode statique équivalente :	96
4.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :	97
4.3. Méthode d'analyse modale spectrale :	97
4.3.1. Principe :	97
4.3.2. Domaine d'application :	97
4.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :	97
4.4. Poids total de la structure :	100
4.5. Modélisation de la structure :	101
4.5.1. Position des voiles :	101
4.6. Calcul de la force sismique totale :	103
4.7. Résultats de calcul :	103

4.7.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003	106
4.8. Evaluation des excentricités :	106
4.8.1. Excentricités théoriques :	106
4.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :	107
4.10. Vérification des déplacements inter étage :	107
4.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$:	108
4.12 Vérification de renversement :	110
Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux	112
5.1. Introduction :	113
5.2. Poutre :	113
5.2.1. Introduction :	113
5.2.2. Les moments de la poutre :	113
5.2.3. Combinaisons d'actions :	113
5.2.4. Tableau des sollicitations :	114
5.2.5. Ferrailage longitudinal :	114
5.2.6 Ferrailage longitudinal :	117
5.3. Etude des voiles :	120
5.3.1. Introduction :	120
5.3.2. Les avantages remarquables des voiles de contreventement :	120
5.3.3. Ferrailage des voiles :	120
5.3.4. Prescriptions imposées par RPA99/V2003 :	121
5.3.5. Sollicitations sur les voiles :	122
5.3.6. Calcul du ferrailage des voiles :	122
5.3.7. Les vérifications :	127
5.4. Voile périphérique :	130
5.4.1. Introduction :	130
5.4.2. Le Dimensionnement :	130
5.4.3. Ferrailage longitudinal :	132
Chapitre 06 : Etude de fondation.....	136
6.1. Introduction :	137
6.1.1. Fondations superficielles :	137
6.1.2. Fondations profondes :	137
6.2. Choix du type de fondation :	137
6.3. Etude de radier :	138
6.3.1. Pré dimensionnement du radier :	138

6.4. Déterminations des sollicitations :.....	141
6.4.1. Hauteur de la nervure :.....	141
6.4.2. Epaisseur de la dalle du radier :	141
6.5. Combinaison d'action :.....	141
6.5.1. Vérification des contraintes sous radier :.....	141
6.6. Vérification de l'effet de sous pression :	143
6.7. Ferrailage du radier.....	143
6.7.5. Ferrailage longitudinal :.....	145
6.8. Ferrailage de la poutre nervure.....	148
6.8.1. En appuis :.....	148
CONCLUSION GENERALE	152
Bibliographie	153
Annexes	154

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Vue sur la situation de site étudiée.	24
Figure 1.2 : Vu en plan sous-sol.....	26
Figure 1.3 : Vu en plan RDC.....	27
Figure 1.4 : Vu en plan mezzanine.....	28
Figure 1.5 : Vu en plan étage courant.	29
Figure 1.6 : Vu en plan terrasse.....	30
Figure 1.7 : Vu en plan toiture.	31
Figure 1.8 : Façade principale.	32
Figure 1.9 : Coupe longitudinale A-A'.....	33
Figure 1.10 : Coupe transversale B-B'.....	34
Figure 1.11 : Vu en plan de situation.	35
Figure 1.12 : Vu plan de masse.	36
Figure 1.13 : Plancher à dalle pleine.	38
Figure 1.14 : Composants d'un escalier.	38
Figure 1.15 : Diagramme déformations limites de la section.	41
Figure 1.16 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.	45
Figure 1.17 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.	45
Figure 1.18 : Diagramme contrainte déformation.	47
Figure 2.19 : Plancher dalle pleine.....	50
Figure 2.20 : Coupe de voile.	51
Figure 2.21 : Dimensions de poutres.....	52
Figure 2.22: Poutres.	53
Figure 2.23 : Plancher terrasse accessible.	54
Figure 2.24 : Section transversale d'un plancher.	55
Figure 2.25 : Section transversale d'un plancher.	55
Figure 2.26 : Plancher balcon.....	56
Figure 2.27 : coupe verticale de mur extérieure.....	57
Figure 3.28 : Coupe transversal de l'acrotère.....	61
Figure 3.29 : Schéma statique de l'acrotère.	62
Figure 3.30 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.	63
Figure 3.31: Schémas de ferrailage de l'acrotère.	68
Figure 3.32 : Schéma statique de calcul à l'ELU.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.33 : : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	70
Figure 3.34 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	70
Figure 3.35 : Schéma statique de calcul à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.36 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	74
Figure 3.37 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.38 : Schéma de ferrailage balcon.	76
Figure 3.39 : Différents éléments d'un escalier.	77
Figure 3.40 : Schéma statique de calcul à l'ELU.	80
Figure 3.41 : Schéma statique de calcul à l'ELS.....	80
Figure 3.42 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.43 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	81

Figure 3.44 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	84
Figure 3.45 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.46 : Schéma de ferrailage pour L'escalier étage courant.	87
Figure 3.47 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.48 : Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.49 : Moments de RDC.	88
Figure 3.50 : Moments d'étages courant.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.51 : Moments de terrasse.	89
Figure 3.52 : Ferrailages Dalle plein.....	94
Figure 4.53 : disposition des voiles.....	101
Figure 4.54 : Vue de la structure modélisée.....	102
Figure 4.55 : Vue de la structure modélisée.....	102
Figure 4.56 : Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).	104
Figure 4.57 : Le 2er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).	105
Figure 4.58 : le 3ème mode de torsions.	105
Figure 5.59 : ferrailage de poutre RDC et Terrasse (30*50cm ²).....	119
Figure 5.60 : ferrailage de poutre étages courants (30*50cm ²).....	119
Figure 5.61 : Disposition verticale des armatures dans les voiles.....	122
Figure 5.62 : Schéma de ferrailage pour les voiles.	129
Figure 5.63 : Schéma statique d'une voile périphérique.	131
Figure 5.64 : Ferroalliages d'une voile porphyrique.	135
Figure 6.65 : Cartographies A L'ELU.	142
Figure 6.66 : Cartographies A L'ELS.....	142
Figure 6.67 : Moments ELU sens xx.....	143
Figure 6.68 : Moments ELS sens xx.	144
Figure 6.69 : Moments ELU sens yy.....	144
Figure 6.70 : Moments ELU sens yy.....	145
Figure 6.71 : Schéma de ferrailage pour le radier.	148
Figure 6.72 : Ferrailage de la nervure (40*110cm ²).	151

LISTE DES TABLEAUX:

Tableau 1.1 : Dimension de l'ouvrage.	25
Tableau 1.2 : Différents types d'acier.	46
Tableau 2.3 : Plancher Terrasse accessible.	54
Tableau 2.4 : Plancher étage courant.	55
Tableau 2.5 : Plancher RDC.	56
Tableau 2.6 : Balcon.	56
Tableau 2.7 : Mur extérieurs (double parois).	57
Tableau 2.8 : Murs intérieur.	57
Tableau 2.9 : Les charges de la paillasse.	58
Tableau 2.10 : Les charges de palier.	58
Tableau 3.11 : Les charges de Palier.	78
Tableau 3.12 : Les charges de la paillasse.	79
Tableau 3.13 : Les valeurs des moments de chaque niveau.	89
Tableau 3.14 : Ferrailage longitudinal sens x-x.	90
Tableau 3.15 Ferrailage longitudinal sens y-y.	91
Tableau 3.16 : Vérification à l'ELU sens x-x.	91
Tableau 3.17 : Vérification à l'ELU sens y-y.	92
Tableau 3.18 : Vérification à l'ELS sens x-x.	93
Tableau 3.19 : Vérification à l'ELS sens y-y.	93
Tableau 4.20 : Pénalités du facteur de qualité.	98
Tableau 4.21 : Taux de participation modale.	104
Tableau 4.22 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.	106
Tableau 4.23 : les forces sismiques des deux directions.	107
Tableau 4.24 : les forces sismiques des deux directions.	107
Tableau 4.25 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.	108
Tableau 4.26 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X.	109
Tableau 4.27 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens Y-Y.	110
Tableau 4.28 : Vérification de renversement sens X-X.	110
Tableau 4.29 : Vérification de renversement sens X-X.	111
Tableau 5.30 : Les valeurs des moments de chaque niveau.	114
Tableau 5.31 : Ferrailage longitudinal.	115
Tableau 5.32 : Vérification à l'ELU.	115
Tableau 5.33 : Vérification à l'ELS.	117
Tableau 5.34 : Vérification au cisaillement.	118
Tableau 5.35 : Sollicitations obtenues par ROBOT.	123
Tableau 5.36 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical.	124
Tableau 5.37: Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical.	125
Tableau 5.38 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage horizontales.	127
Tableau 5.39 : Vérification des contraintes de cisaillement.	129
Tableau 5.40 : Ferrailage longitudinal.	133
Tableau 5.41 : Vérification à l'ELU.	133

Tableau 5.42 : Vérification à l'ELS.	135
Tableau 6.43 : Ferrailage longitudinal.	146
Tableau 6.44 : Vérification à l'ELU.....	146
Tableau 6.45 : Vérification à l'ELS sens x-x.	147
Tableau 6.46 : Ferrailage longitudinal.	149
Tableau 6.47 : Vérification à l'ELU.....	149
Tableau 6.48 : Vérification à l'ELS.	151

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumises à de grande activités et risques sismiques. Les Récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois Dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Pour mieux se protéger contre d'éventuels mouvements sismiques, il est nécessaire de bien Comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts Du sol. Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne Rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des Aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la durabilité de l'ouvrage. Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à Savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment usage habitations en R+8, il Est contreventé par des voiles porteurs,. L'étude de ce bâtiment, se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91/99 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R. BC2.2). Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela Par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ. On se base sur le plan de Travail suivant :

- Le premier chapitre, pour présentation du projet
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la Structure.
- Le troisième chapitre, pour Etude des éléments non structuraux
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique de la structure
- Le cinquième chapitre, Etude des éléments structuraux
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Introduction :

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en se qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux, ainsi que les différentes hypothèses et règlements utilisés pour le calcul

1.2. Implantation de l'ouvrage :

Le projet situe au bord de **Mazagran** à la ville de **Mostaganem**, classé d'après le règlement parasismique algérien (**RPA 99 V2003**) dans le **groupe 2**, ayant une importance (**II a**).



Figure 1.1: Vue sur la situation de site étudié.

1.3. Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage multiple (habitation, service et commerce), Il est composé d'un **R+7+mezzanine avec un comble habitable et un sous-sol**. Sa structure est en béton armé composé **de voiles** avec une terrasse **accessible**.

Type de logements **2F4 et 2F3**.

1.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

1.4.1 Conception géométrique de la structure

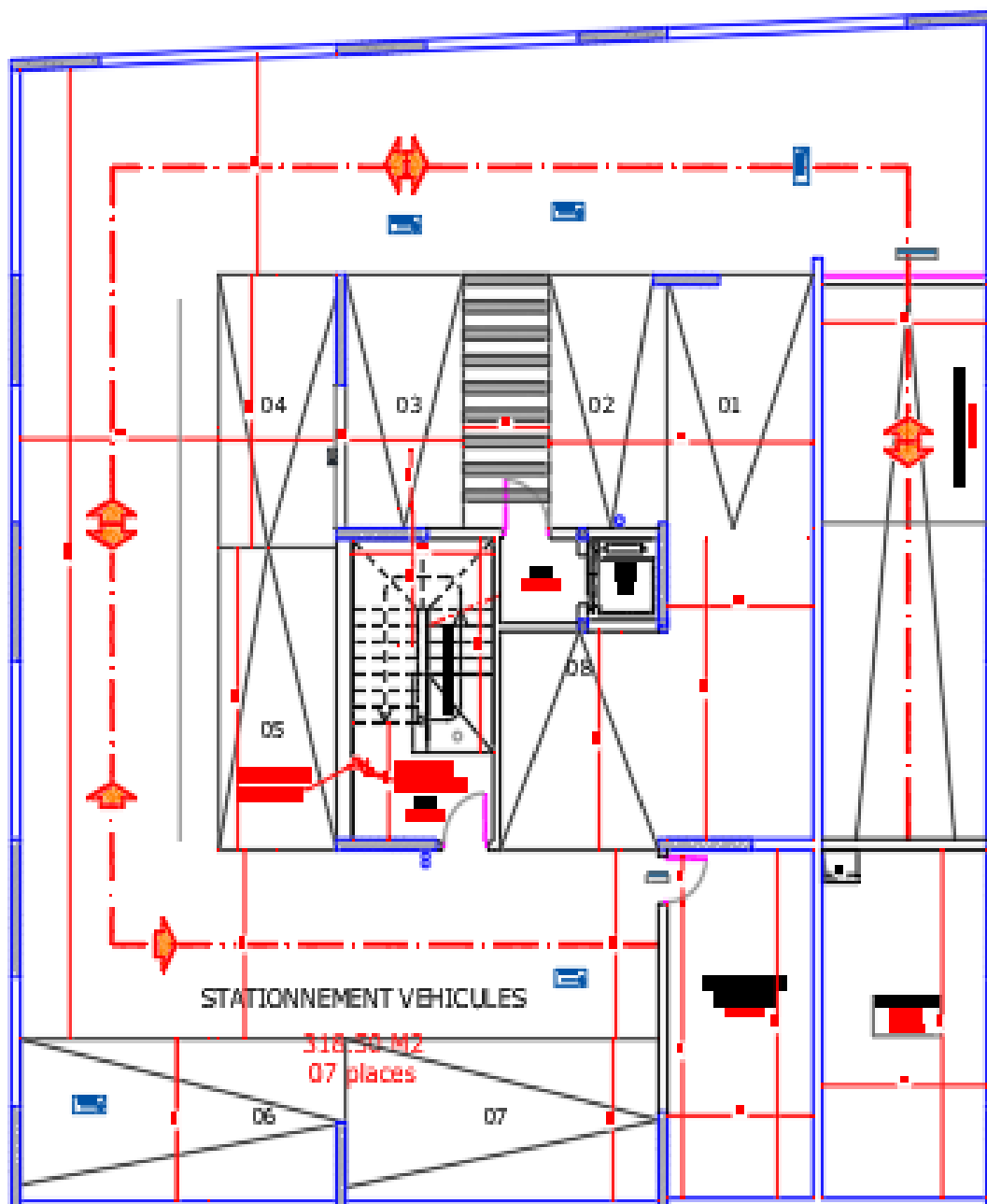
Le projet a une forme **rectangulaire** et le bâtiment présent les dimensions suivantes :

Dimensions en plan :	
Longueur totale en plan	22.16 m
Largueur totale en plan	20.95 m
Dimensions en élévation :	
Hauteur du sous-sol	3.42 m
Hauteur du rez-de-chaussée	4.00 m
Hauteur de mezzanine	3.06 m
Hauteur des étages courants	3.24 m
Hauteur totale du bâtiment	33.98 m

Tableau 1.1 : Dimension de l'ouvrage.

1.4.2 Présentation des plans architecturaux de l'ouvrage

a. Plan de sous-sol :



PLAN sous-sol

-Ech: 1/50-

Figure 1.2 : Vu en plan sous-sol.

b. Plan rez de chaussé :

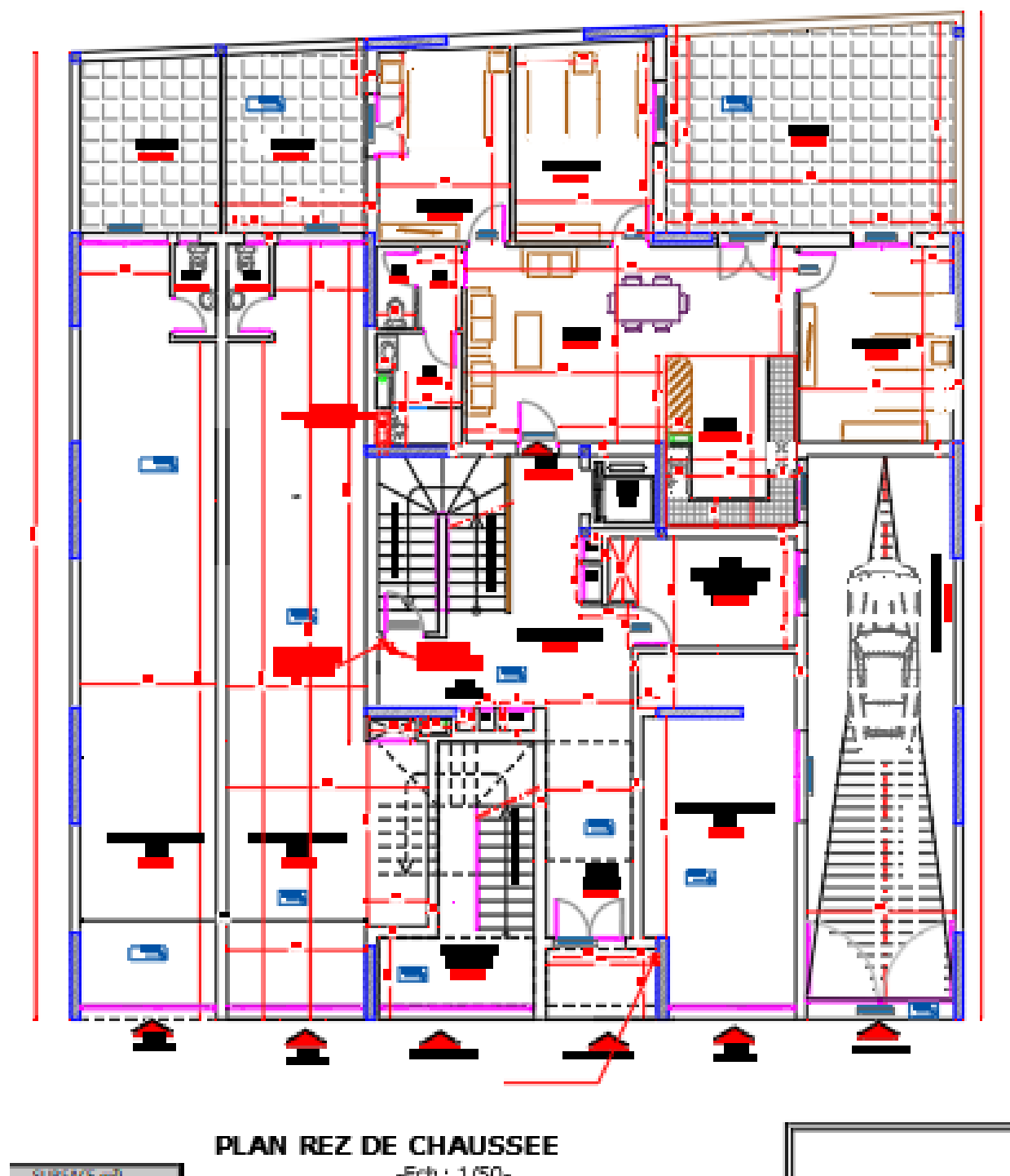
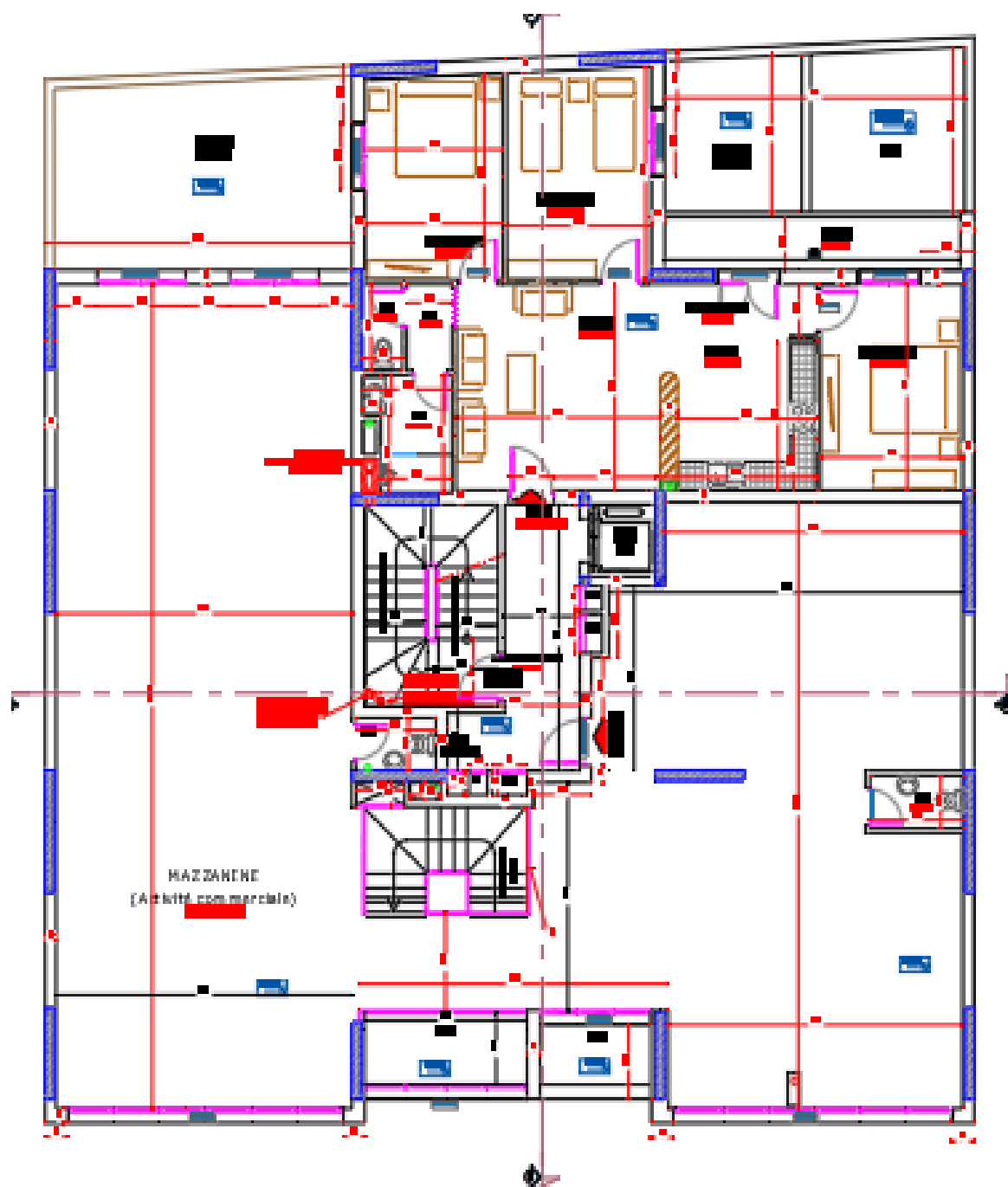


Figure 1.3 : Vu en plan RDC.

c. Plan de niveau mezzanine :

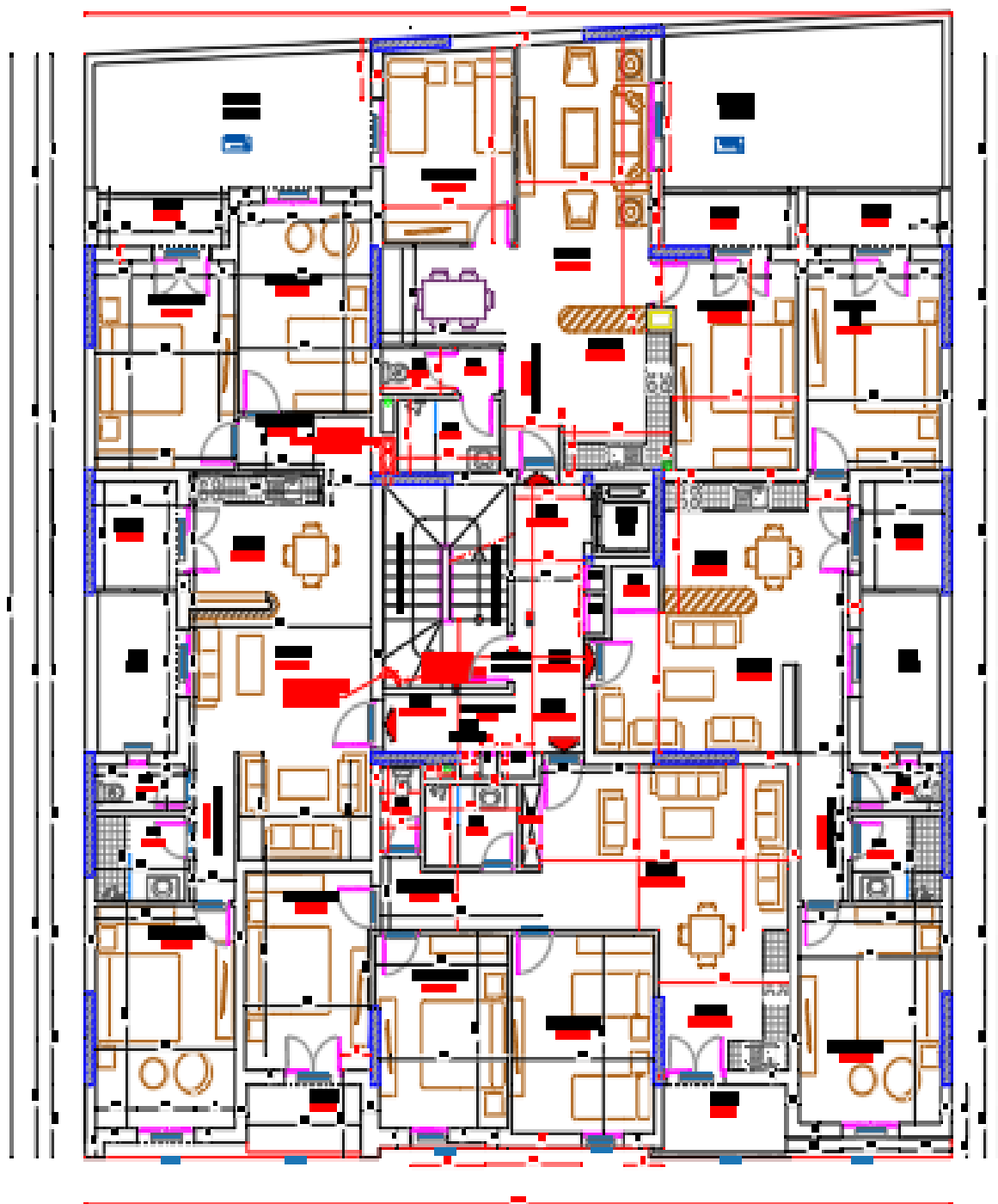


Commande :

PLAN NIVEAU MEZZANINE

Figure 1.4 : Vu en plan mezzanine.

d. Plan d'étage courant :

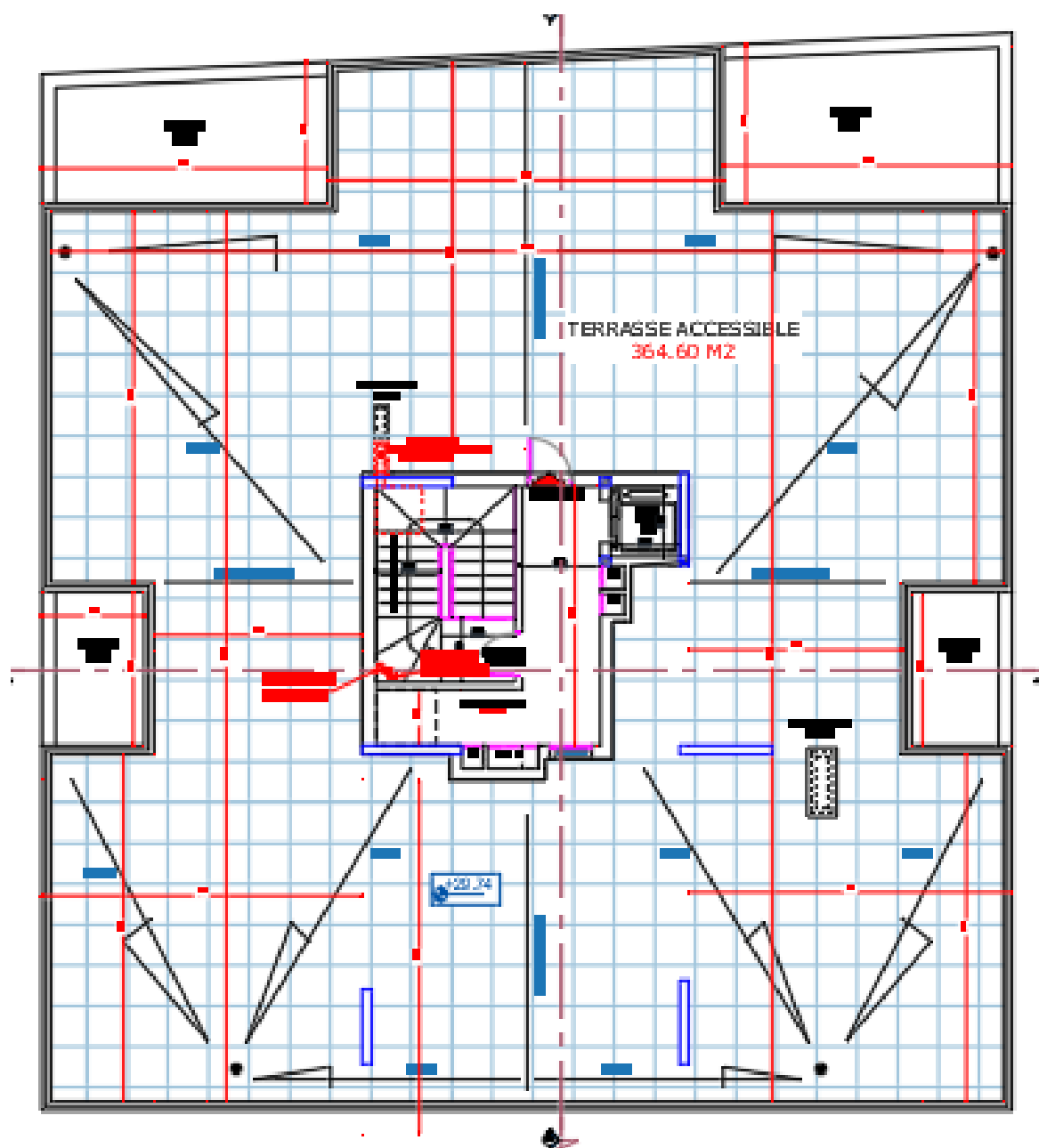


20/2

PLAN ETAGE COURANT

Figure 1.5 : Vu en plan étage courant.

e. Plan de terrasse :



PLAN TERRASSE

Figure 1.6 : Vu en plan terrasse.

f. Plan de toiture :

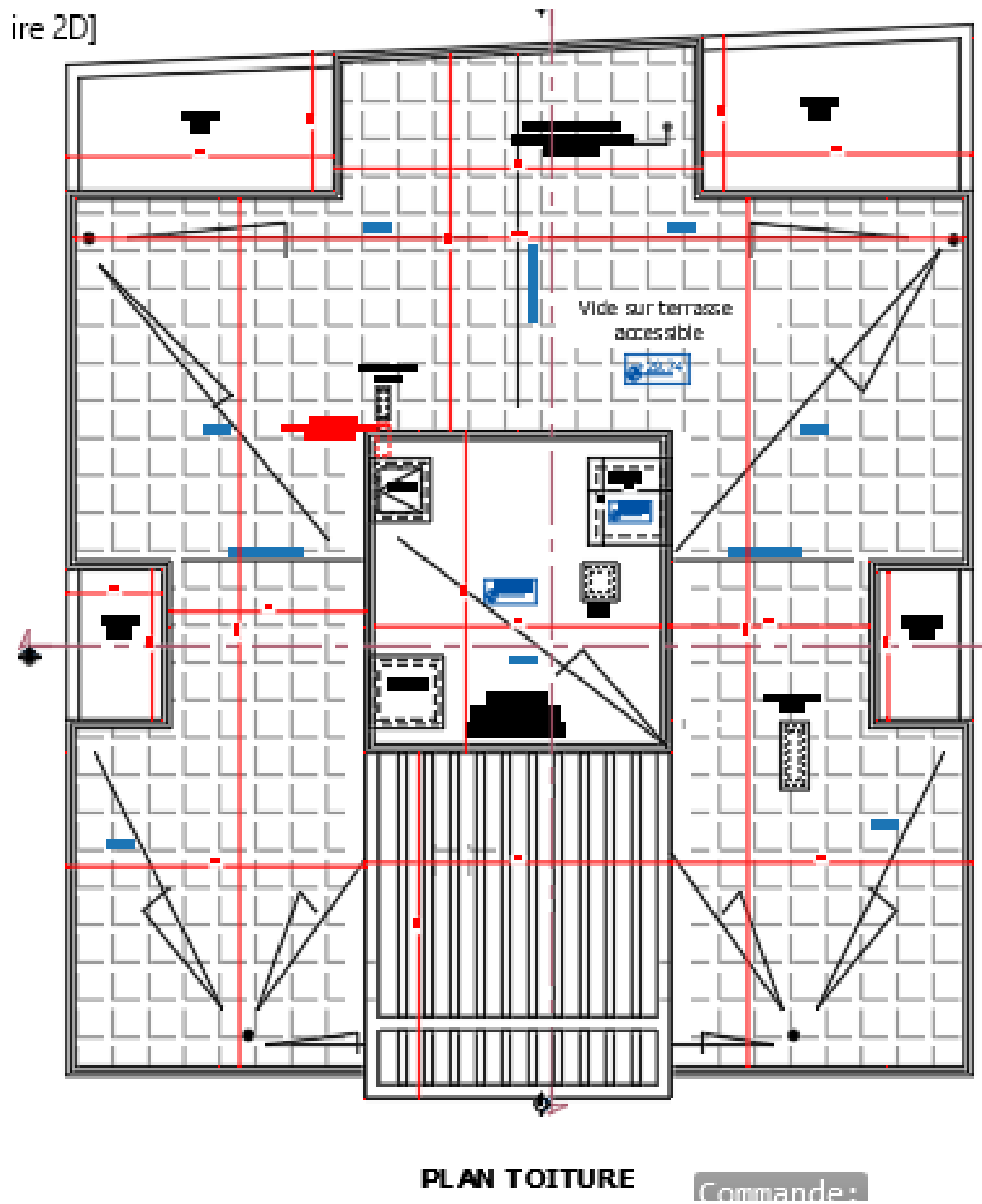


Figure 1.7 : Vu en plan toiture.

f. Plan de façade principale :

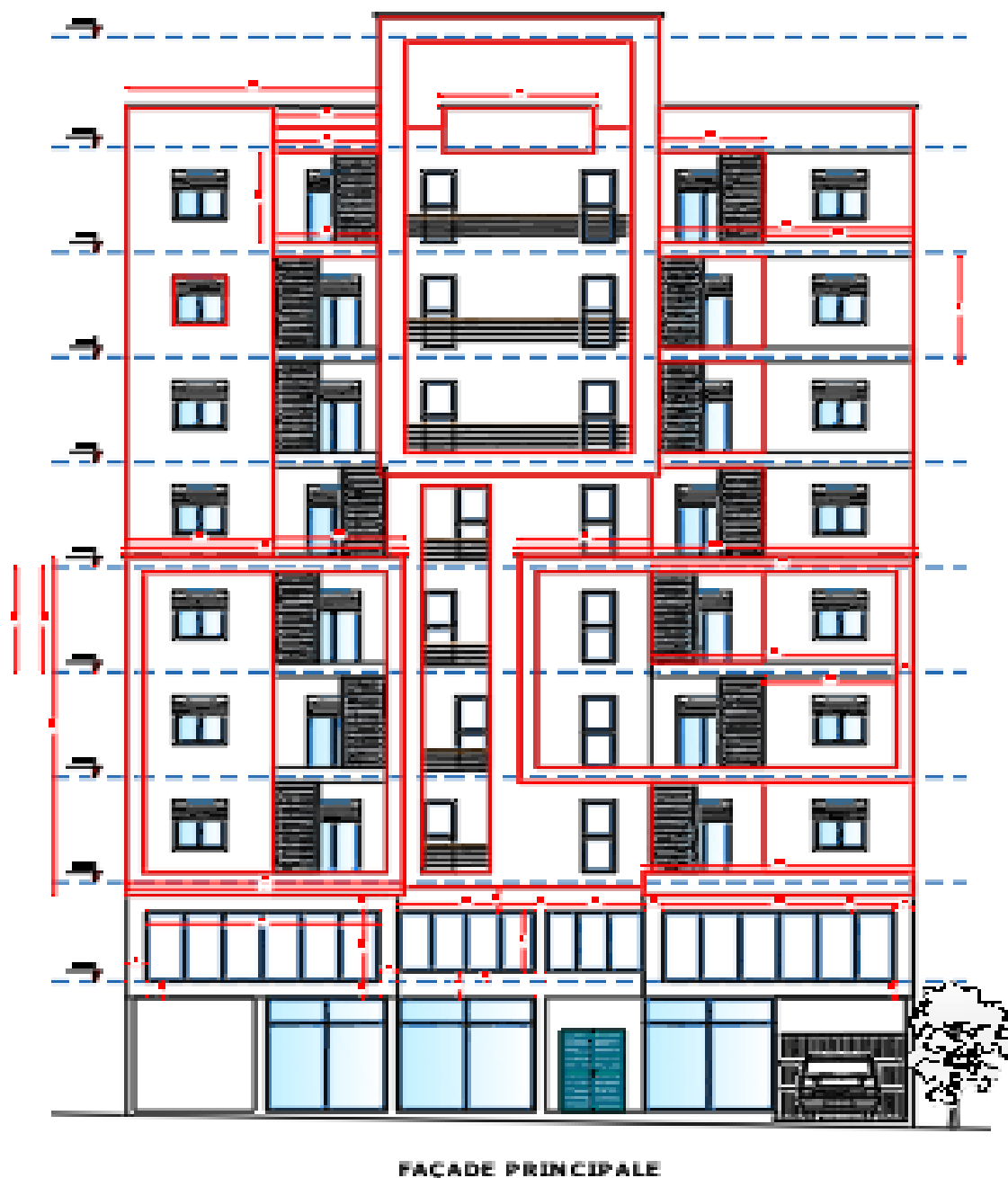


Figure 1.8 : Façade principale.

g. Plan de coupe longitudinale :

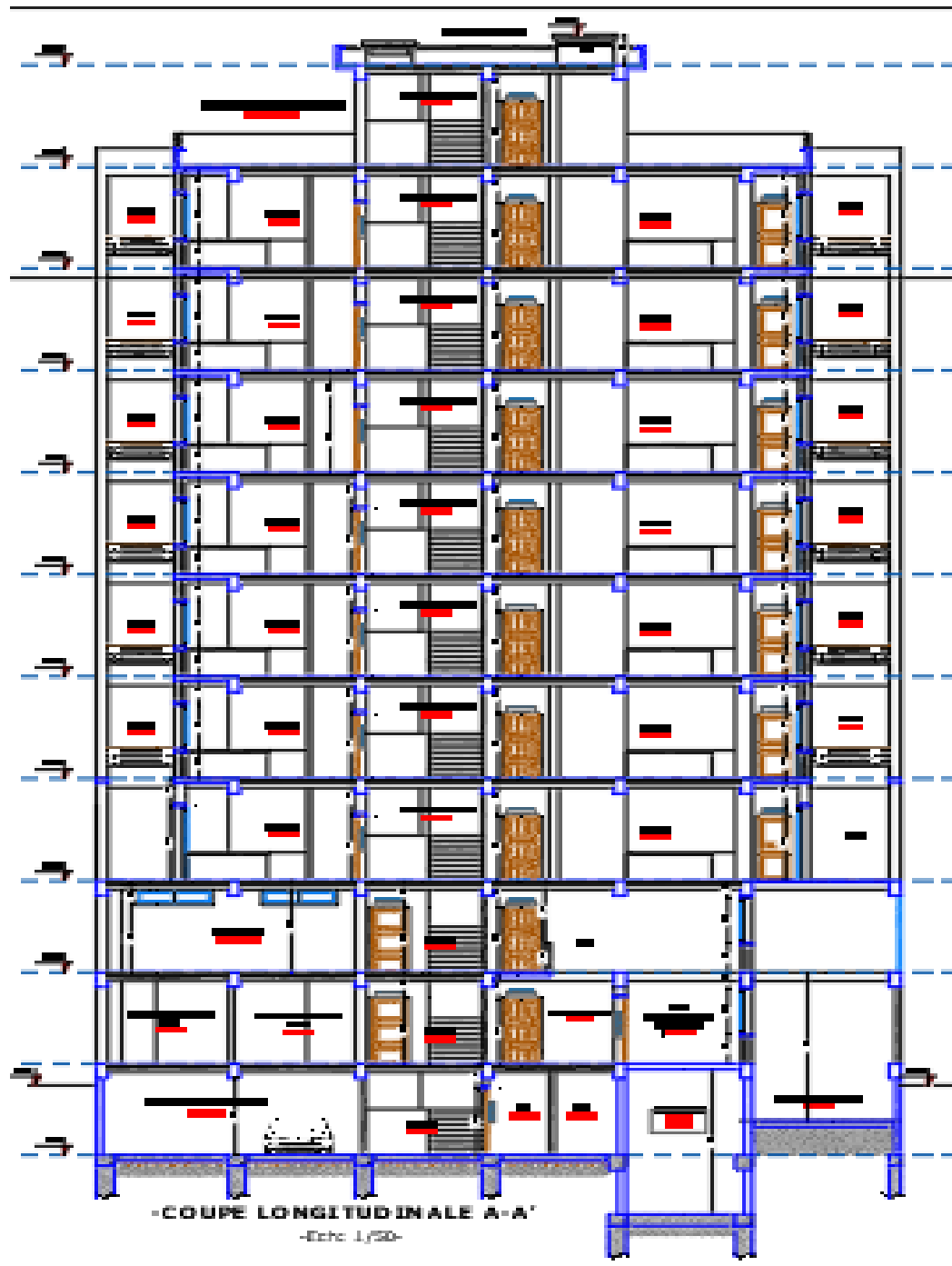


Figure 1.9 : Coupe longitudinale A-A'.

h. Plan de coupe transversale :

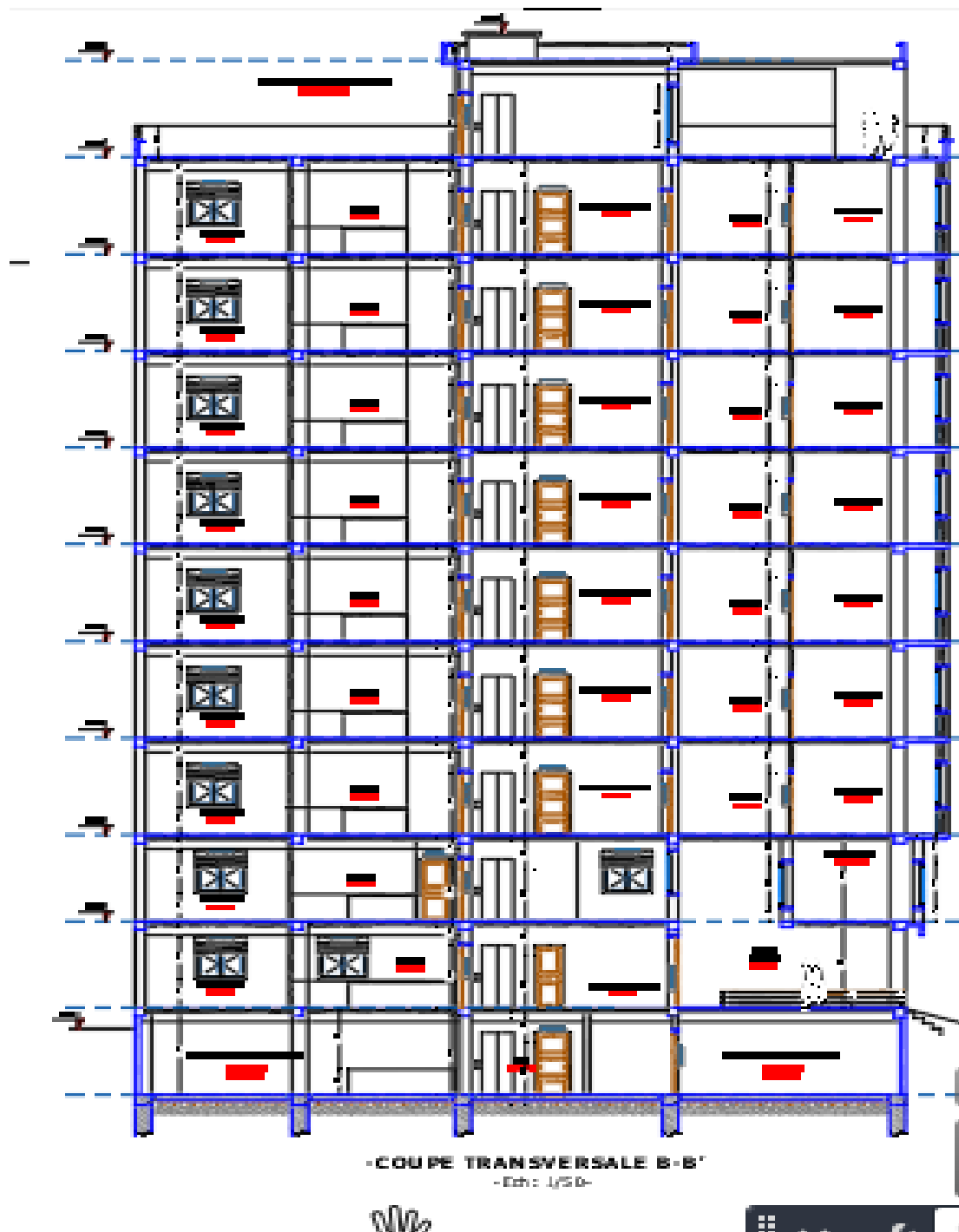


Figure 1.10 : Coupe transversale B-B'.

i. Plan de situation :

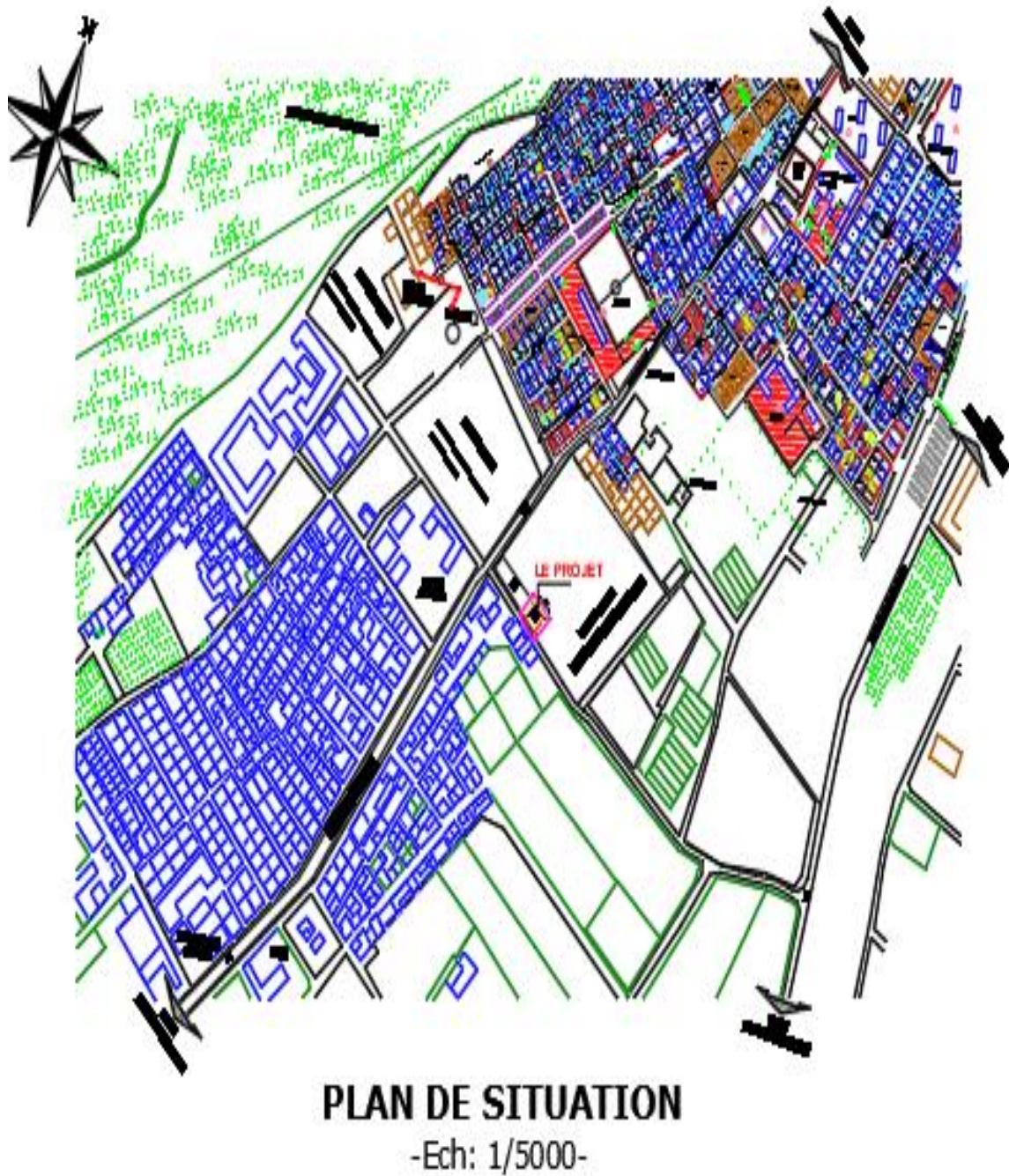
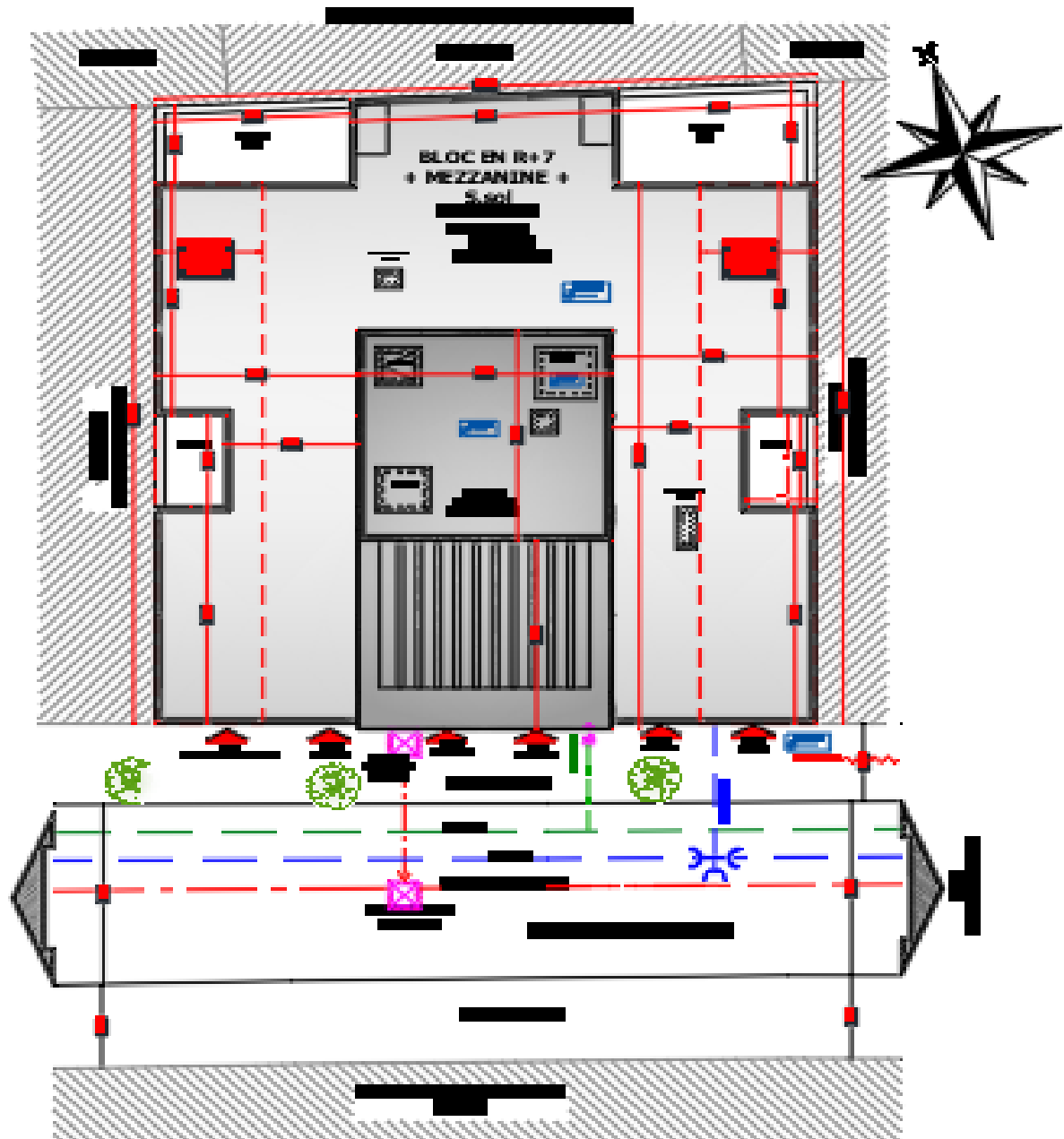


Figure 1.11 : Vu en plan de situation.

j. Plan de masse :



PLAN DE MASSE

-Ech: 1/100-

Figure 1.12 : Vu plan de masse.

1.5. Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

La contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{ Bar}$

Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17 \text{ KN/m}^3$

L'angle de frottement interne du sol : $\varphi = 35^\circ$

Le site est classé **S2** selon le RPA 99 V 2003 (**Site ferme**).

1.6. Description technique de la structure :

1.6.1. Structure principale :

a. Voiles :

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversales et longitudinales. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse.
- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure.

b. Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre aux efforts transmis par les poutrelles, leurs auteurs sont déterminés selon la condition de flèche.

1.6.2 Structure secondaire :

a. Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux successifs d'un bâtiment. Ils sont conçus pour supporter les charges et surcharges d'exploitation tout en répondant aux exigences d'isolation thermique et acoustique. De plus, ils permettent le passage des différentes gaines et conduites telles que l'eau, le chauffage, l'électricité, etc.

Les planchers à dalle pleine (Figure 13) sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.

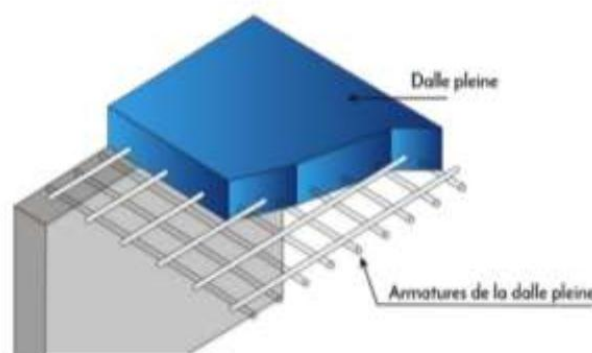


Figure 1.13 : Plancher à dalle pleine.

b. Escaliers :

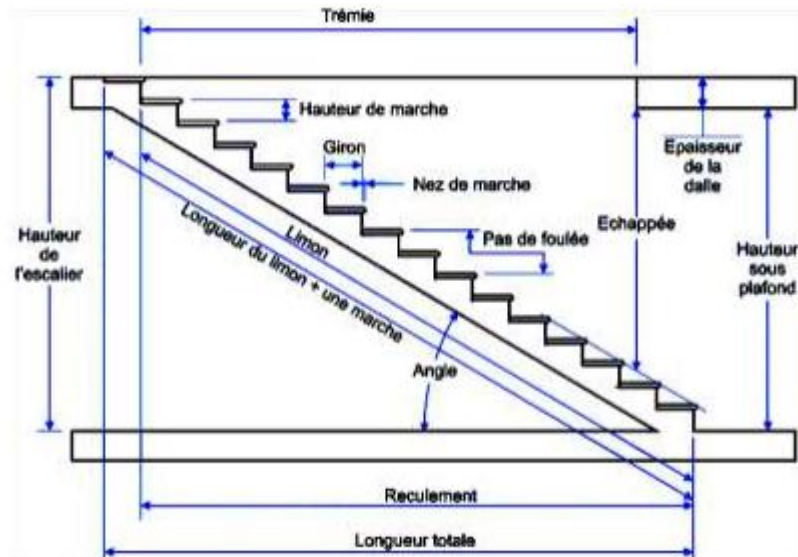


Figure 1.14 : Composants d'un escalier.

Les escaliers (Figure 14) sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans une structure. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé surplace.

c. Maçonnerie :

Les cloisons intérieures sont construites à partir de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm, tandis que les murs extérieurs sont constitués de briques creuses en double paroi de 30 cm (15+5+10).

d. Revêtement :

Les planchers et les escaliers seront recouverts de carrelage et les salles d'eau et les cuisines seront équipées de revêtements en céramique.

Les murs de façade et les cages d'escaliers sont enduits par du ciment, par contre les cloisons intérieures et les plafonds sont enduits par du plâtre.

e. Ascenseur :

Le bâtiment est équipé d'un seul ascenseur, c'est un dispositif de déplacement vertical. Plus généralement on parle de monte-charge ou d'élévateur.

f. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs et l'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse.

g. Acrotère :

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible et elle entourée par un acrotère, ce dernier est un muret indispensable à la réalisation d'une étanchéité de toiture plate ou à faible pente.

h. La terrasse :

Notre projet comporte une terrasse accessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouche.

i. Système de coffrage :

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les planchers.

1.6.3. Fondation :

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour fonction de transférer au sol charges provenant des différents éléments de la structure tels que les poteaux, les murs ou encore les voiles. Les fondations peuvent transmettre les charges au sol de deux manières différentes : soit directement, dans le cas des semelles filantes ou du radier général, soit par l'intermédiaire d'organes, dans le cas des semelles reposant sur pieux.

On choisit le type de fondation à utiliser en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, en prenant en compte la résistance et le tassement. Il y a trois types de fondations possibles :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

1.7. Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie L'étude de cet ouvrage est affectée conformément aux règlements ci-après :

- ❖ Le CBA93 (Code De Béton Armé « règles de conception et de calcul des structures en béton armé »).
- ❖ Le RPA (règles parasismiques algériennes 99 V2003).
- ❖ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).

- ❖ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

1.8. Définition des états limites et les hypothèses de calcul

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

1.8.1. Etats limites ultimes (ELU) :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (renversement).
- ❖ Etat limite de résistance des matériaux constitutifs (rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées, Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

1.8.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée
- ❖ Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- ❖ Le diagramme des déformations limite d'une section satisfaite à la règle dite des pivots c'est-à-dire :
 - La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ compression simple.
 - Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
 - L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

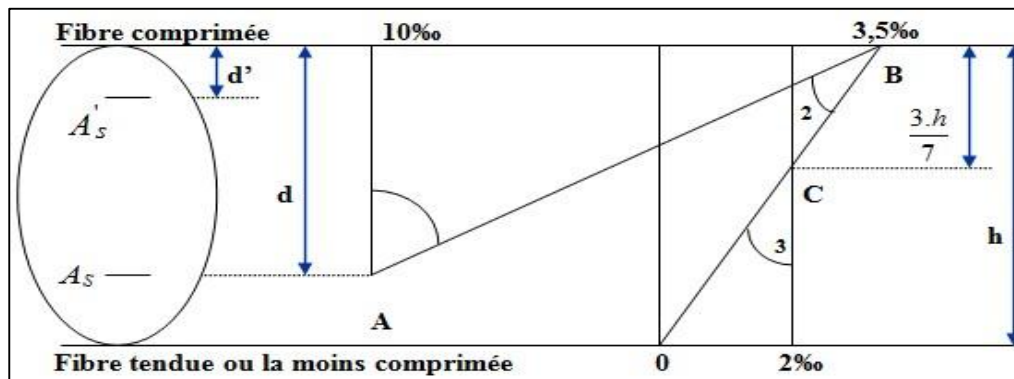


Figure 1.15 : Diagramme déformations limites de la section.

1.8.3. Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Ils correspondent aux phénomènes suivants : Ouvertures excessives des fissures, compression excessive du béton, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations excessives et inconfortables Pertes d'étanchéité.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- ❖ La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- ❖ La limitation de la compression du béton.
- ❖ La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

1.8.4. Hypothèse de calcul à L'ELS :

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes et de service à savoir :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.

Nous mettons en évidence les hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

- ❖ Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton $E_s = 15 E_b$; $n = 15$: Coefficient d'équivalence.

1.9. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :

1.9.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, dont les caractéristiques sont :

- Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

Notre composition courante de 1m³ de béton est :

- 350 à 400 kg de ciment
- 175 à 200 l d'eau
- 400 kg de sables (dimension < 6 mm)
- 800 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm)

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir:

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée $[f_{c28}]$, elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement. Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci- dessous selon **BAEL 91(Art 2-1-11)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1.1f_{c28}$

Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

D.1. Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

D.2. Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

E : module de YOUNG.

v : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson v : (BAEL 91, art A.2.1,3). C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

A. $v = 0$ (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

B. $v = 0.2$ (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

f. Modèles de calcul :

f.1.A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I.3, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon \leq 2\%$: C'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \varepsilon \leq 3.5\%$: Compression avec flexion.

Avec ε : Raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité.

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

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

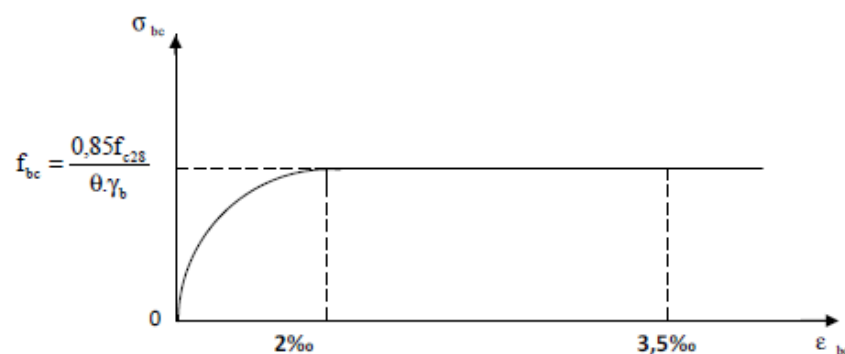


Figure 1.16 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

f.2. A l'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.56 \times f_{t28} \text{ (BAEL 91, art A.4.5)}$$

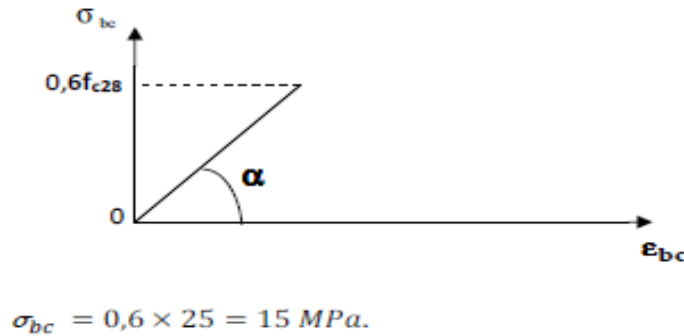


Figure 1.17 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

g. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

g.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

g.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$T_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

T_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

i. Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/mS'il n'est pas armé.

2500 daN/mS'il est armé.

1.9.2. 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.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE500, pour les armatures longitudinales.

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e

a. Caractéristiques mécaniques :

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE500	500

Tableau 1.2 : Nuances et limites d'élasticité des aciers.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210000$ MPa.

b. Diagramme déformations contraintes :

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous :

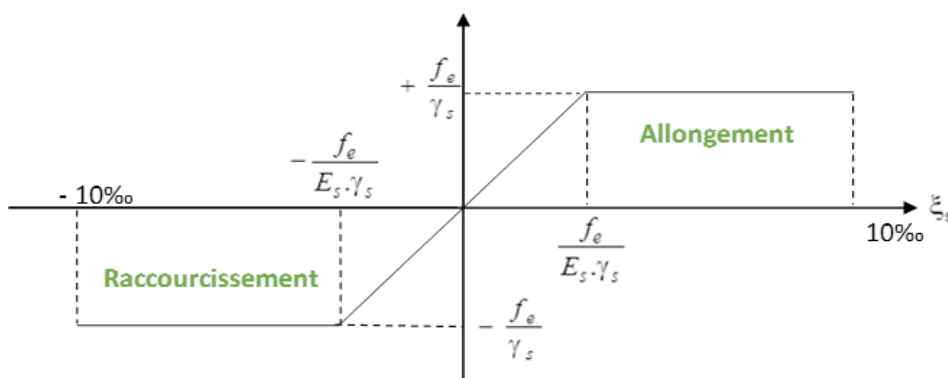


Figure 1.18 : Diagramme contrainte déformation.

b.1. L'ELU :

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$. [BAEL91 /A.4.3.2]

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentel.} \end{cases}$$

b.2. L'ELS :

a) Fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ limitation à F_e [BAEL91/A.4.5,32]

b) Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,33]

c) Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,34]

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

n : Coefficient de fissuration.

$n = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$n = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

$n = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

1.10. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

1.10.1. Etat limite ultime :

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

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

1.10.2. Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

1.10.3. Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes RPA99 /2003 prévoit des combinaisons d'action suivantes :

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

$$G+Q \pm 1,2E.$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

Protection des Armatures (l'enrobage « e »)

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

- **Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : **H.A. $f_e = 500 \text{ MPa}$**

1.11. Conclusion :

Le premier chapitre a été consacré à la description de la structure analysée, dont on a particulièrement observé l'implantation, la conception, la typologie et le système constructif. En particulier, un regard a été porté sur les matériaux constituant le projet (béton et acier), ainsi que sur les logiciels utilisés et les règlements pris en compte dans cette étude.

CHAPITRE 02 : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

2.1. Pré dimensionnement :

2.1.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois des règlements **BAEL91** et **RPA99 V2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux.

Le pré dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

2.1.2. Plancher (dalle pleine) :

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 :

- ❖ De résistance à la flexion :
 - 1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis.
 - 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis.
- ❖ D'isolation acoustique : ≥ 16 cm.
- ❖ De rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$.
- ❖ De sécurité vis-à-vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

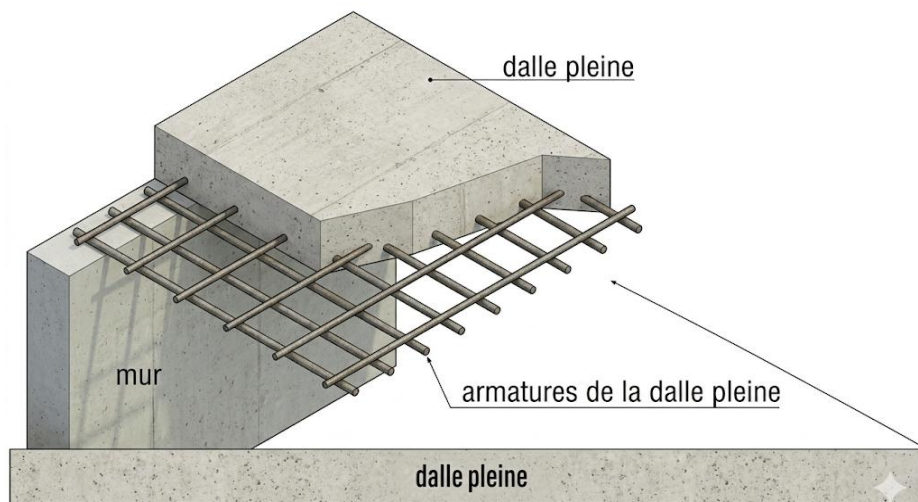


Figure 2.19 : Plancher dalle pleine.

$$\begin{cases} L_x = 678 \\ L_y = 685 \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{678}{685} = 0.99 \dots\dots\dots 0.4 \leq p \leq 1$$

Dalle porteur dans les deux sens.

a. Condition de la flèche :

$$\begin{cases} LX = 685 \text{ cm} \\ LY = 678 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \Rightarrow \frac{685}{35} = 20 \text{ cm} \leq e \leq \frac{685}{30} = 23 \text{ cm}.$$

Donc on prend **e = 22 cm**

2.1.3. 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.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1. RPA2024), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$a \geq \frac{380}{20} = 19 \text{ cm}$$

On prend **a = 30 cm**

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 30 = 120 \text{ cm}$$

On prend **L = 120 cm**

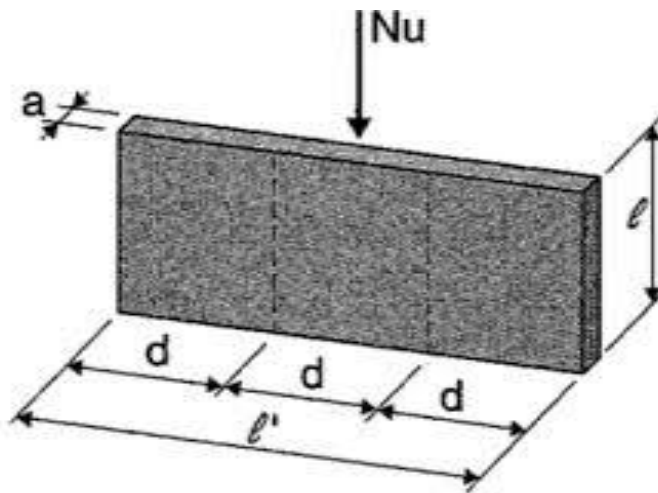


Figure 2.20 : Coupe de voile.

2.1.4. Poutres :

a. Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\begin{cases} L : \text{la portée de la poutre} \\ h : \text{la hauteur de la poutre} \\ b : \text{la largeur de la poutre} \end{cases}$

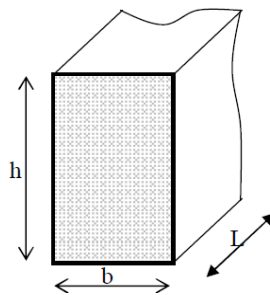


Figure 2.21 : Dimensions de poutres.

b. Conditions imposées par le RPA 2024 :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$

c. Critères de flèche :

$$L = 6.78 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{678}{15} \leq h \leq \frac{678}{10} \Rightarrow 45 \text{ cm} \leq h \leq 68 \text{ cm}$$

Pour le choix de b :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$13.5 \leq b \leq 47.6$$

On prendra : **h = 50 cm** et **b = 30 cm**

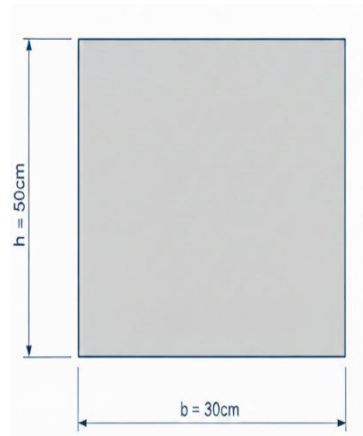


Figure 2.22: Section transversale de la poutre.

d. Vérification des conditions imposées par le RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 2 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 50) \text{ cm}^2$

2.2. Descente Des Charges :

2.2.1. Introduction :

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée. Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les différents éléments de la structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

2.2.2. Plancher Terrasse Accessible :

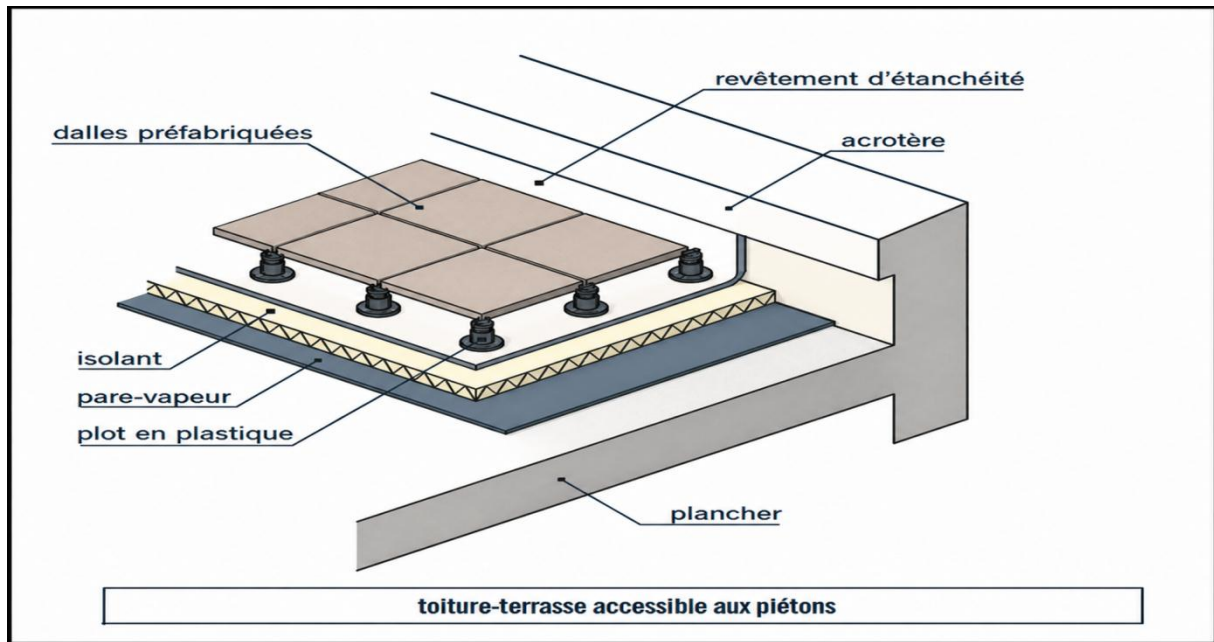


Figure 2.23: Plancher terrasse accessible.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	0,05	20	1
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,1	22	2,2
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Dalle BA	0,20	25	5
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			8.88
Surcharge d'exploitation :			1.5

Tableau 2.3 : Plancher Terrasse accessible.

2.2.3. Plancher Etage Courant :

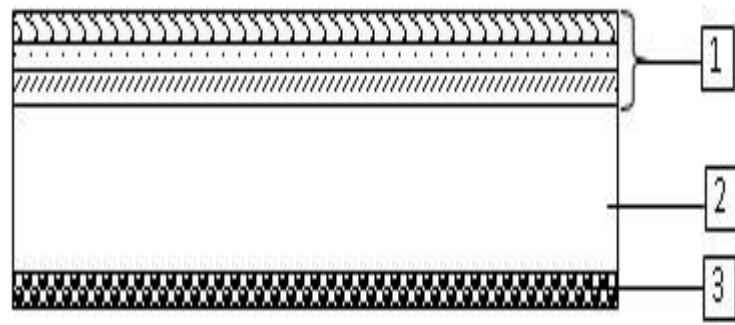


Figure 2.24 : Section transversale d'un plancher.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Dalle en BA	0,20	25	5
Cloisons intérieur	0,1	10	1
Charges permanentes :			6.32
Surcharge d'exploitation :			1,5

Tableau 2.4 : Plancher étage courant.

2.2.4. Plancher RDC et mezzanine:

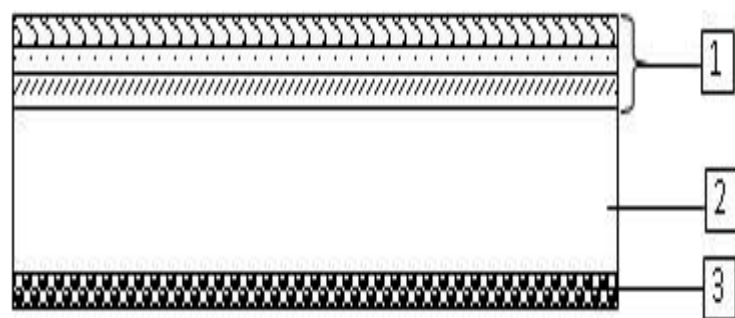


Figure 2.25 : Section transversale d'un plancher.

Matériaux	EP (cm)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Dalle pleine	0,20	25	5
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Cloisons intérieures	0,1	10	1
Charges permanentes :			6.32
Surcharge d'exploitation :			5

Tableau 2.5 : Plancher RDC.

2.2.6. Balcon :

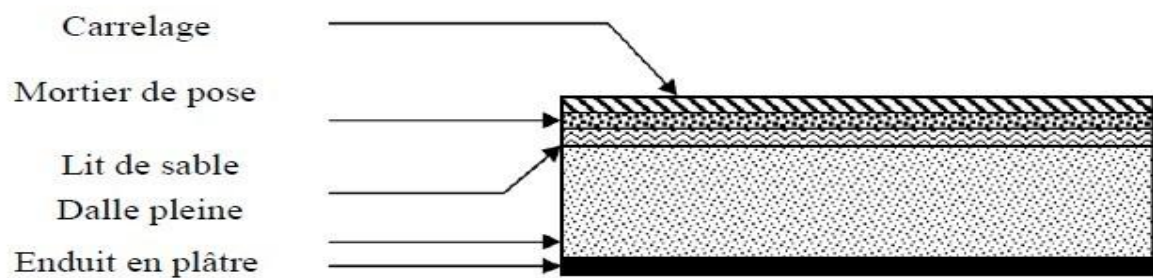


Figure 2.26 : Plancher balcon.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Dalle en BA	0,15	25	3.75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			4.07
Surcharge d'exploitation :			3,5

Tableau 2.6 : Balcon.

2.2.7. Mur Extérieure :

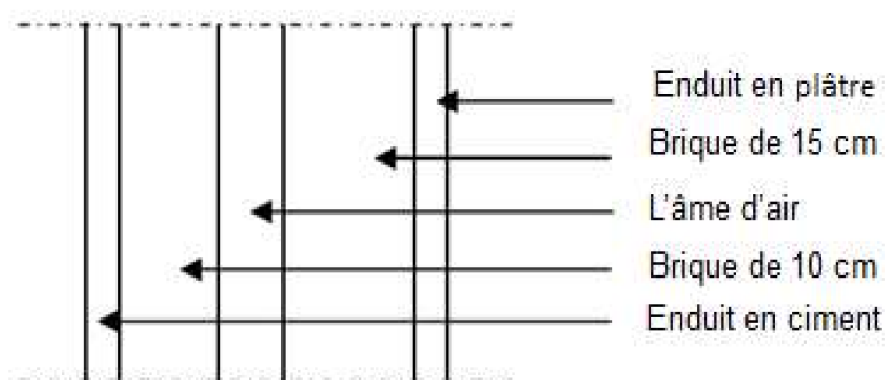


Figure 2.27 : coupe verticale de mur extérieure.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,2	10	2
Parois en brique creuse	0,15	9	1,35
Lame d'air	0,5	0	0
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,1	2	0,2
Charges permanentes :			4,45

Tableau 2.7 : Mur extérieurs (double parois).

2.2.8. Mure Intérieur :

Matériaux	EP (cm)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,2	20	4
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,1	0,02	0,002
Charges permanentes :			4,902

Tableau 2.8 : Murs intérieur.

2.2.9. Escalier :

2.2.9.1. Volée (la paillasse) :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	0,01	20	0,2
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Revêtement en marbre vertical	/	21	0,25
Poids propre de la paillasse	0,15	25	3,75
Poids propre des marches	/	22	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.9 : Les charges de la paillasse.

2.2.9.2. Palier :

Désignation	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Revêtement en marbre	0,02	12	0,24
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.10 : Les charges de palier.

2.3. Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

CHAPITRE 03 : ETUDE ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

3.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participent pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalier...Ets.).

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- ❖ Acrotère
- ❖ Balcon
- ❖ Escalier
- ❖ Dalle plein

3.2. Etude d'acrotère :

3.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

3.2.2. L'acrotère :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

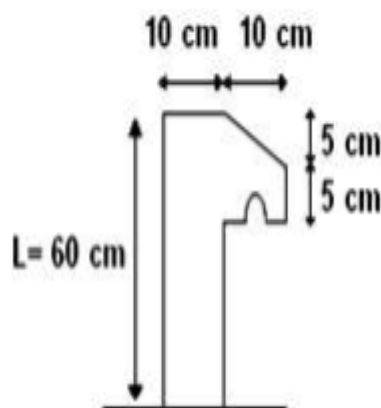


Figure 3.28 : Coupe transversal de l'acrotère.

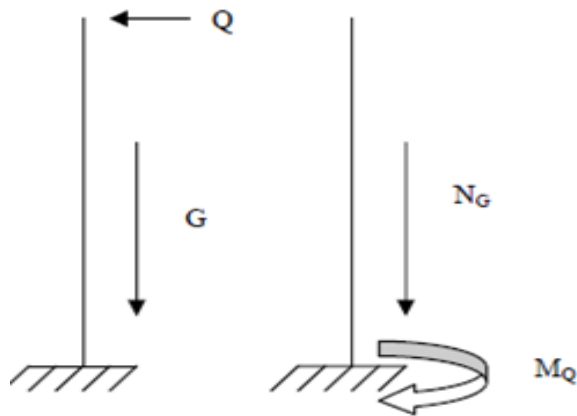


Figure 3.29 : Schéma statique de l'acrotère.

3.2.3. Calcul des sollicitations :

a. Charge permanente :

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec γ_b : poids volumique de béton

S : surface de l'acrotère

$$S = 0.068 \text{ cm}^2$$

$$G = 25 \times 0.069 = 1.688 \text{ KN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

$$Q = \max(1 \text{ KN/m}; F_{pk}) = \max(1 ; 0.433)$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

c. La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

$$A = 0.15$$

Coefficient d'accélération de la zone IIa.

$$W_p = 1.688 \text{ kg/ml}$$

Poids de l'acrotère.

$$C_p = 0.8 \text{ KN}$$

Facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.688 = 0.81 \text{ kg/ml}$$

$$P = \max(0.81 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) P = 1 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

3.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

a. ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.688 = \mathbf{2.278 \text{ KN}}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = \mathbf{0.9 \text{ KN.m}}$$

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

b. ELS :

$$N_s = G = \mathbf{1.688 \text{ KN}}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

3.2.5. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

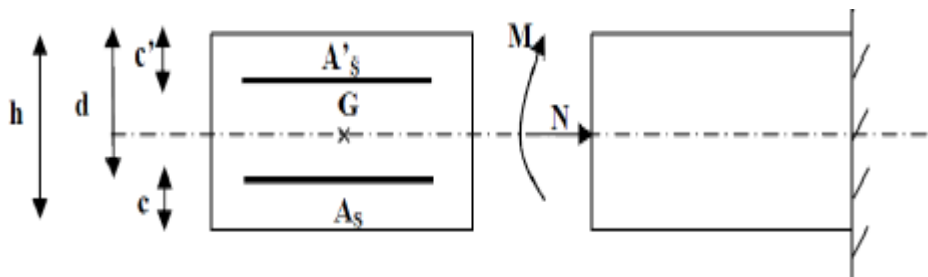


Figure 3.30 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

ELU : Détermination de l'excentricité : eu

$$eu = \frac{M}{N} = \frac{0.9}{2.278} = \mathbf{0.395 \text{ m}}$$

$$eu = \mathbf{0.395 \text{ m}} > \frac{h}{2} - c = \mathbf{0.03 \text{ m}}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fi à la flexion composée.

3.2.6. Calcul en flexion simple :

a. Moment fictif :

$$M_1 = N_u \times e_f = 2278 \times 0.419 = \mathbf{0.968 \text{ KN.m}}$$

$$e_f = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.395 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = \mathbf{0.425m}$$

b. Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0.968 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 8^2} = \mathbf{0.0106}$$

$\mu < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

c. Armatures fictives :

$$\mu = \mathbf{0.0106}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = \mathbf{435 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0106)}) = \mathbf{0.013}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.013 = \mathbf{0.995}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0.968 \times 10^3}{0.995 \times 435 \times 8} = \mathbf{0.280 \text{ cm}^2}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{cal} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.280 - \frac{0.968}{348} = \mathbf{0.27 \text{ cm}^2}$$

d. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{0.77 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.33 ; 1.33) = \mathbf{1.33 \text{ cm}^2}$

Soit : 7T10 = $\mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

e. Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{5.50}{4} = \mathbf{1.38 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T8 = $\mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

3.2.7. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = \mathbf{2.4 \text{ MPa}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{0.77 \text{ cm}^2}$$

$A_{min} = \mathbf{0.77 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

b. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

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

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right. \quad \overline{\tau_u} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = \mathbf{0.188 \text{ MPa}} < \overline{\tau_u} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3)

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0.8 = \mathbf{10.06 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{-1.5 \times 10^3}{0.9 - 80 \times 10.06} = \mathbf{1.866 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = \mathbf{1.89 \text{ MPa}}$$

$\tau_{sz} = \mathbf{1.866 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{1.89 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.84 \text{ MPa}}$

$$l_s = \frac{0.8 \times 500}{4 \times 2.84} = \mathbf{35.21 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 40 = \mathbf{32 \text{ cm}}$$

e. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{15 \text{ cm}}$ Condition vérifiée.

3.2.8. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = \mathbf{1.688 \text{ N}}$$

$$M_s = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

a. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 82.5 \times y_1 - 660$$

$$y_1 = \mathbf{2.90}$$

b. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 2.90^3}{3} + 15 \times (5.5 \times (8 - 2.9)^2) = \mathbf{2958.79 \text{ cm}^4}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{1000}{2958.79} \times 2.9 = \mathbf{0.98 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{0.98 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

d. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{197 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 1000}{2958.79} \times (8 - 2.9) = \mathbf{25.85 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{25.85 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{197 \text{ MPa}}$. Condition vérifiée.

f. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [\text{R.P.A99_V2003}]$$

A : Coefficient d'accélération de la zone IIa.

C_p : Facteur de fore horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$C_p = 0.8$ (élément en console)

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = \mathbf{4.68 \text{ kg/ml}}$$

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.688 = \mathbf{0.81 \text{ KN/ml}}$$

$F_p = \mathbf{0.81 \text{ KN/ml}} < Q = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$ Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

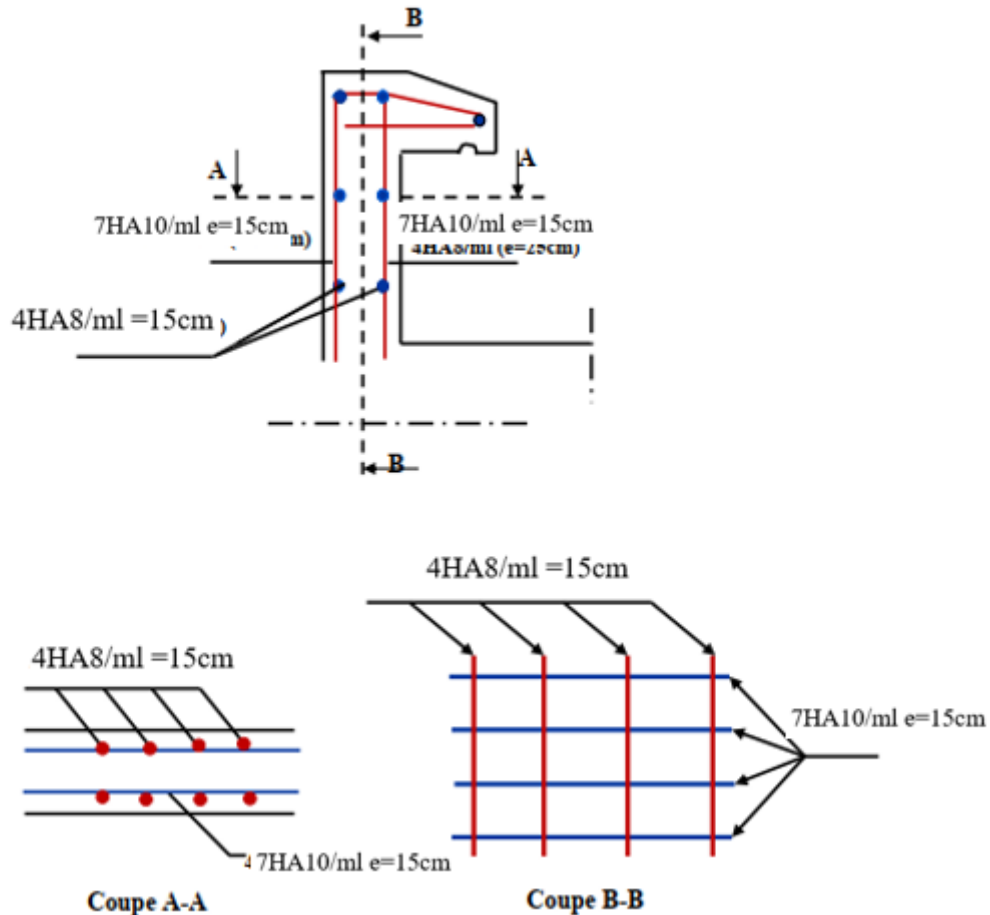


Figure 3.31: Schémas de ferrailage de l'acrotère.

3.3. Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1.1 m.

3.3.1. Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

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

3.3.2. Détermination des charges :

a. Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = 4.07 \times 1.2 = 4.88 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde-corps de 1m de hauteur :

$$g = ((0.9 + (2 \times 0.2)) \times 1.2 \times 1.2 = 1.90 \text{ KN}$$

b. Charges d'exploitations :

Surcharge : $Q = 3.5 \times 1.2 = 4.2 \text{ KN/m}$

3.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

a. Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 4.88 + 1.5 \times 4.2 = 12.89 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.90 = 2.57 \text{ KN}$$

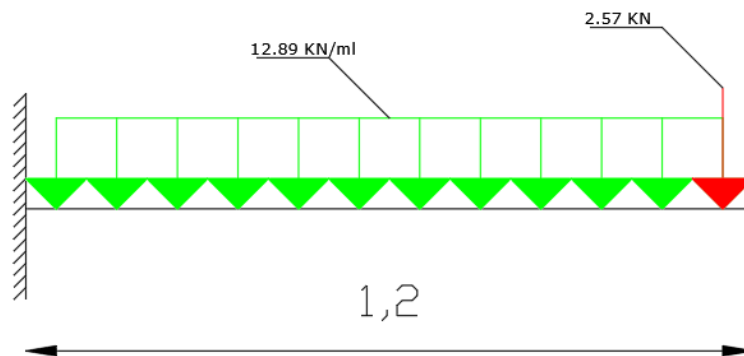


Figure 3.32 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

b. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{12.89 \times 1.2^2}{2} + 2.57 \times 1.2 = 12.36 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -q_u \times l - p_u = -12.89 \times 1.2 - 2.57 = -18.04 \text{ KN}$$

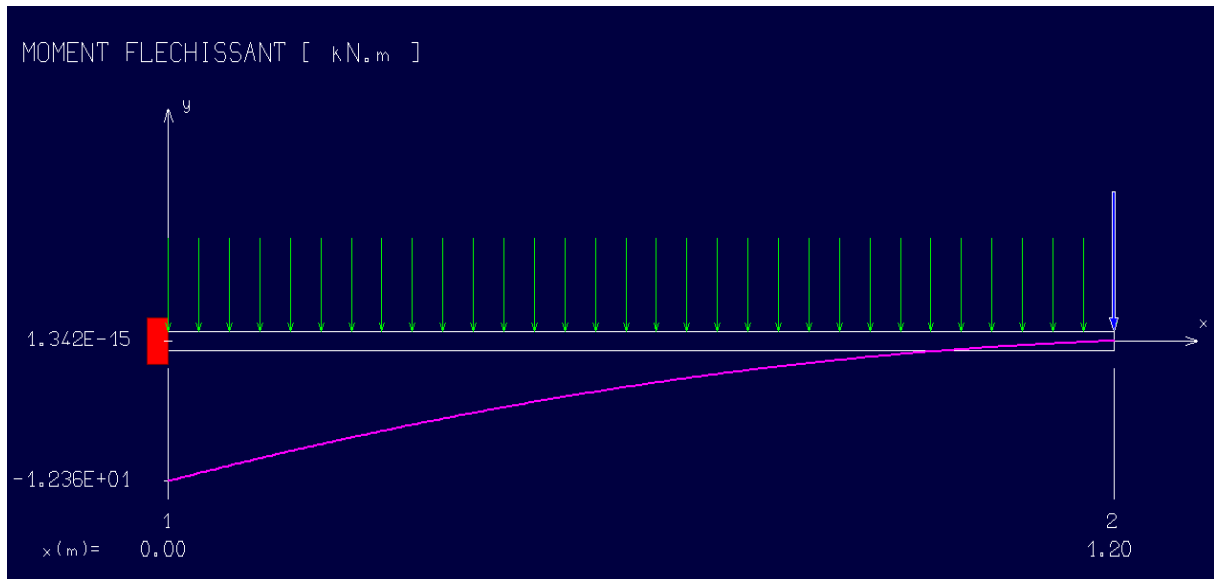


Figure 3.33 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

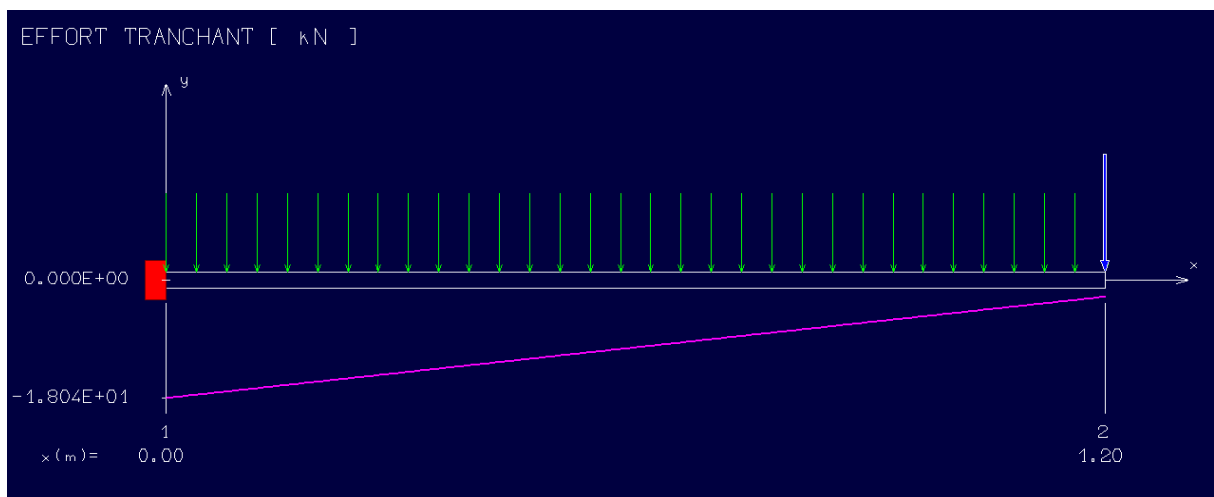


Figure 3.34 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

3.3.4. Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

a. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.36 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.052}$$

$\mu < \mu_l 0.025 < 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) = \mathbf{0.066}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.066 = \mathbf{0.974}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.36 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 435} = \mathbf{2.24 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T10 = **5.50 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{5.50}{4} = \mathbf{1.38 \text{ cm}^2}$$

Soit : 8T8 = **4.02 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

3.3.5. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (BAEL99 / Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 20 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.93 \text{ cm}^2}$$

b. Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211).

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = \mathbf{18.04 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{18.04 \times 10^3}{1000 \times 130} = \mathbf{0.139 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.50 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \sum u}$$

$\psi = 1.5$: Barres de haute adhérence.

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = n \times \pi \times \varnothing = 7 \times 3.14 \times 1 = \mathbf{21.98 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.04 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 21.98} = \mathbf{0.701 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0.701 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

d.1. Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2.835} = \mathbf{44.09 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

d.2. Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 500}{4 \times 2.835} = \mathbf{35.27 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

e. Espacement des barres :

e.1. Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(88 ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{88 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.3.6. Calcul à l'ELS :

a. Combinaison de charge :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 4.88 + 4.2 = \mathbf{9.08 \text{ KN/ml}}$$

$$g_{\text{ser}} = \mathbf{1.90 \text{ KN}}$$

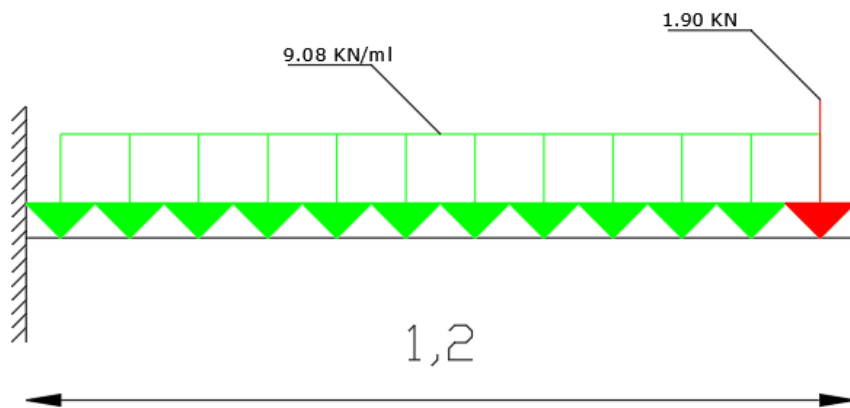


Figure 3.35 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

b. Calcul des efforts internes :

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{2} + p_{\text{ser}} \times l = \frac{9.08 \times 1.2^2}{2} + 1.90 \times 1.2 = \mathbf{8.82 \text{ KN.m}}$$

$$T_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times l - p_{\text{ser}} = -9.08 \times 1.2 - 1.90 = \mathbf{-12.80 \text{ KN}}$$

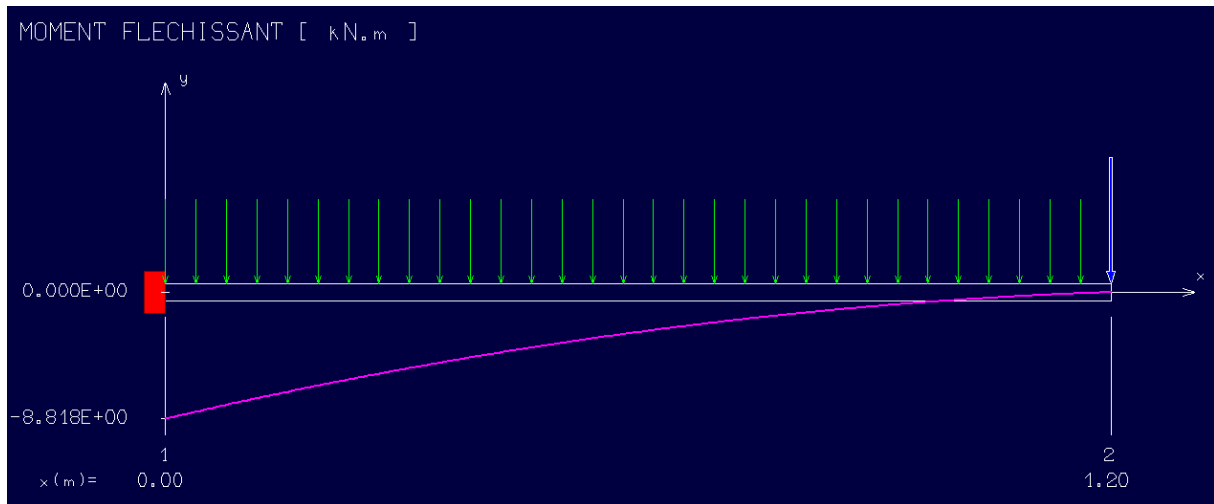


Figure 3.36 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

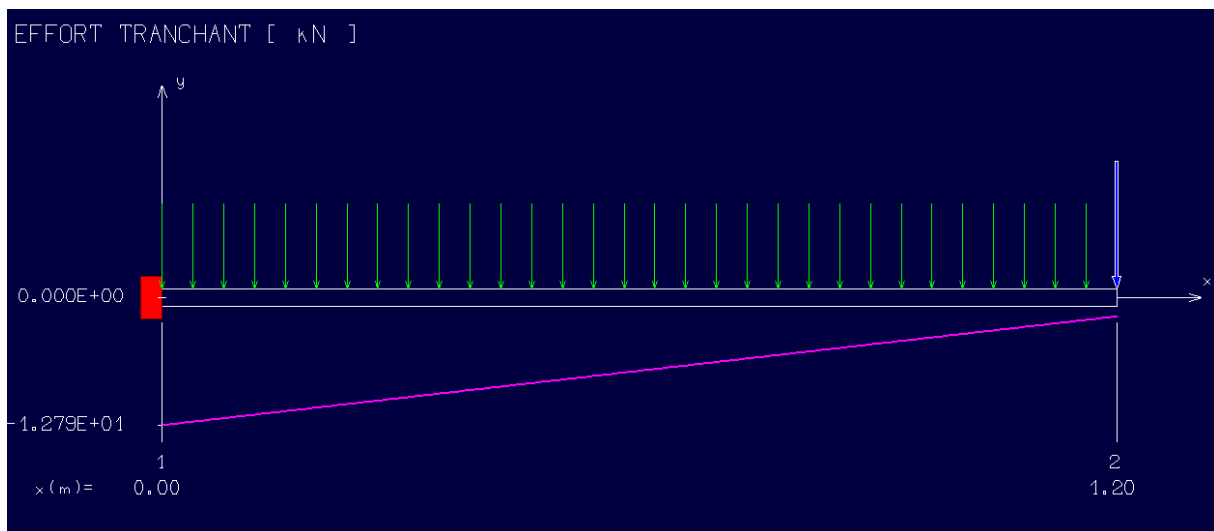


Figure 3.37 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

c. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 82.5 \times y_l - 1072.5$$

$$y_l = 3.88 \text{ cm}$$

d. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 3.88^2}{3} + 15 \times (5.5 \times (13 - 3.89)^2)$$

$$I = 8808.92 \text{ cm}^4$$

e. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{8.82}{8808.92} \times 3.89 = \mathbf{3.88 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.93 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

f. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 8.82}{8808.92} \times (13 - 3.89) = \mathbf{136.98 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{136.98 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

g. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 18 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 18 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{8.82}{10 \times 8.82} = 0.1 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \frac{A}{b \times d} = \frac{4.89}{100 \times 20} = 0.00245 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{500} = 0.0084 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

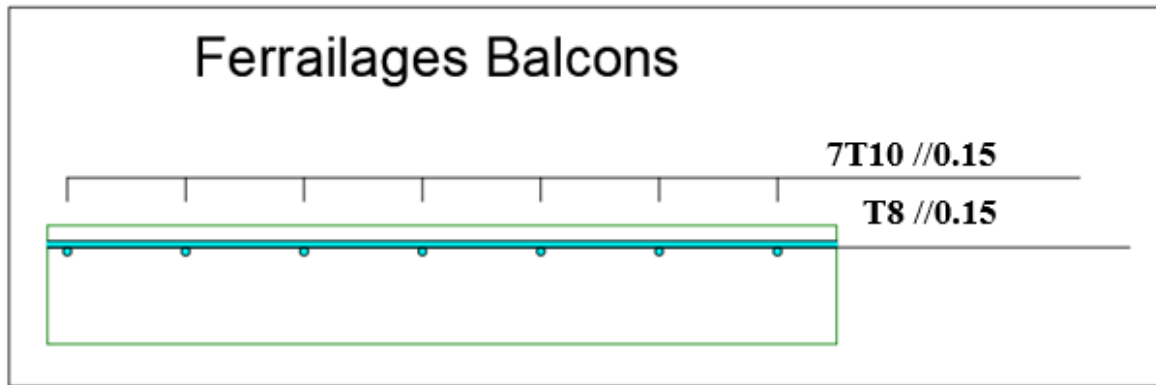


Figure 3.38 : Schéma de ferrailage balcon.

3.4. Etude escalier :

3.4.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

3.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- ❖ **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ❖ **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- ❖ **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- ❖ **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ❖ **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ❖ **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- ❖ **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- ❖ **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- ❖ **L'emmarchement** : est la longueur d'une marche.
- ❖ **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- ❖ **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.

- ❖ **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- ❖ **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

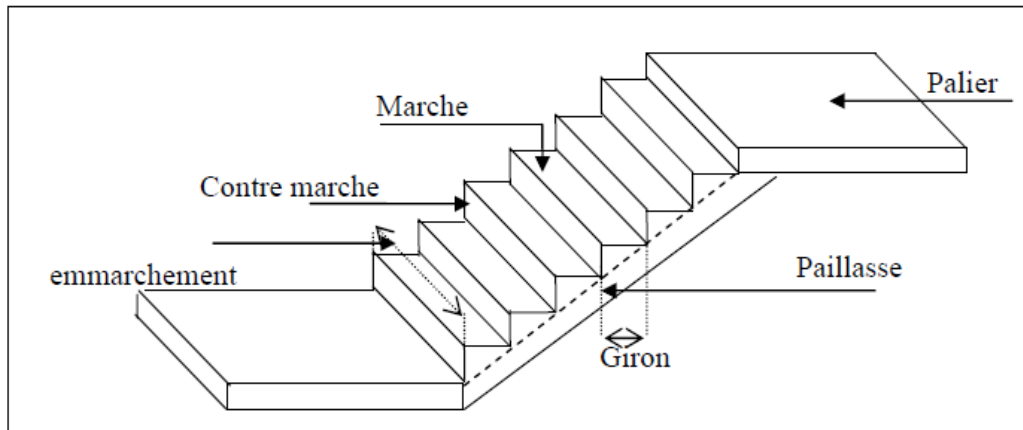


Figure 3.39 : Différents éléments d'un escalier.

3.4.3. Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} < m < 65 \text{ cm}$

$$\begin{cases} m = g + 2 \times h \\ 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

a. Vérification de la loi de BLANDEL :

On prend :

$$\begin{cases} g = 29 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 60 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \leq 29 + 2 \times 18 \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \leq 65 \leq 65 \text{ cm} \end{cases} \text{Condition vérifiée.}$$

b. Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{18} = 17$$

On aura 17 contre marche entre chaque étage

On aura 9 contre marche entre chaque paillasse

c. Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

d. La ligne de foulée :

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

e. L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567$$
$$\alpha = 29.54^\circ$$

f. La longueur de la pailleasse ($L_{\text{pailleasse}}$) :

$$L_{\text{pailleasse}} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 285 \text{ cm}$$

g. L'épaisseur de la pailleasse et le palier :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$\frac{285}{30} < e < \frac{285}{20}$$

$$9.49 \text{ cm} < e < 14.23 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$ la pailleasse et le palier

3.4.4. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1 m d'emmarchement.

a. Charges permanentes :

a.1. Palier :

Désignation	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Revêtement en marbre	0,02	12	0,24
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 3.11 : Les charges de Palier.

a.2. Pailasse :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	0,01	20	0,2
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Revêtement en marbre vertical	/	21	0,25
Poids propre de la pailasse	0,15	25	3,75
Poids propre des marches	/	22	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâte	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 3.12 : Les charges de la pailasse.**b. Charges d'exploitations :**

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur :

Avec :

$\left[\begin{array}{l} G : \text{ poids volumique de mur extérieur.} \\ H: \text{ hauteur d'étage.} \\ e : \text{ épaisseur du palier.} \end{array} \right.$

c. Combinaison de charges :**c.1. Etat limite ultime (ELU) :**

Palier : $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.89\text{KN/ml}$

Volée : $q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.89\text{KN/ml}$

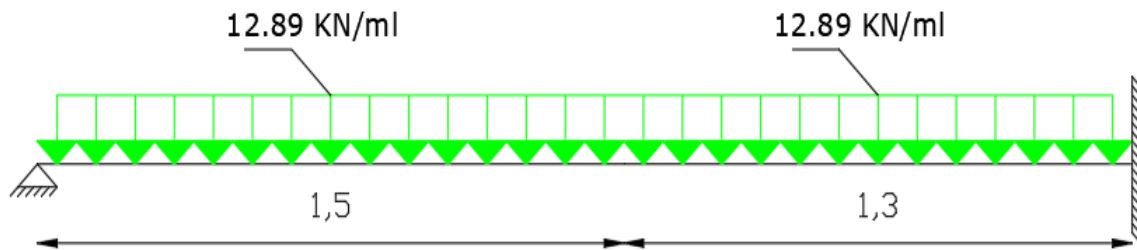


Figure 3.40 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

c.2. Etat limite service (ELS) :

Palier : $q_{1s} = G + Q = 6.77 + 2.5 = 9.27 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_{2s} = G + Q = 6.77 + 2.5 = 9.27 \text{ kN/ml}$

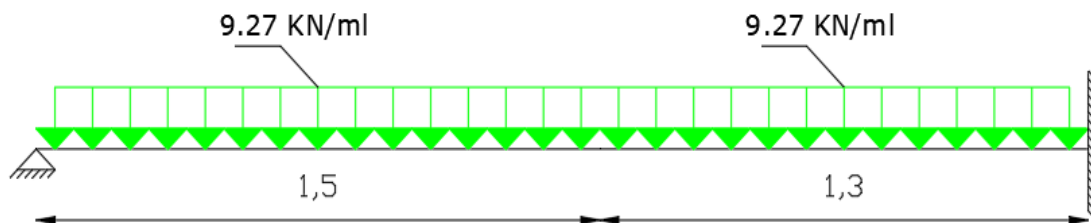


Figure 3.41 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

c.3. Calcul des efforts internes :

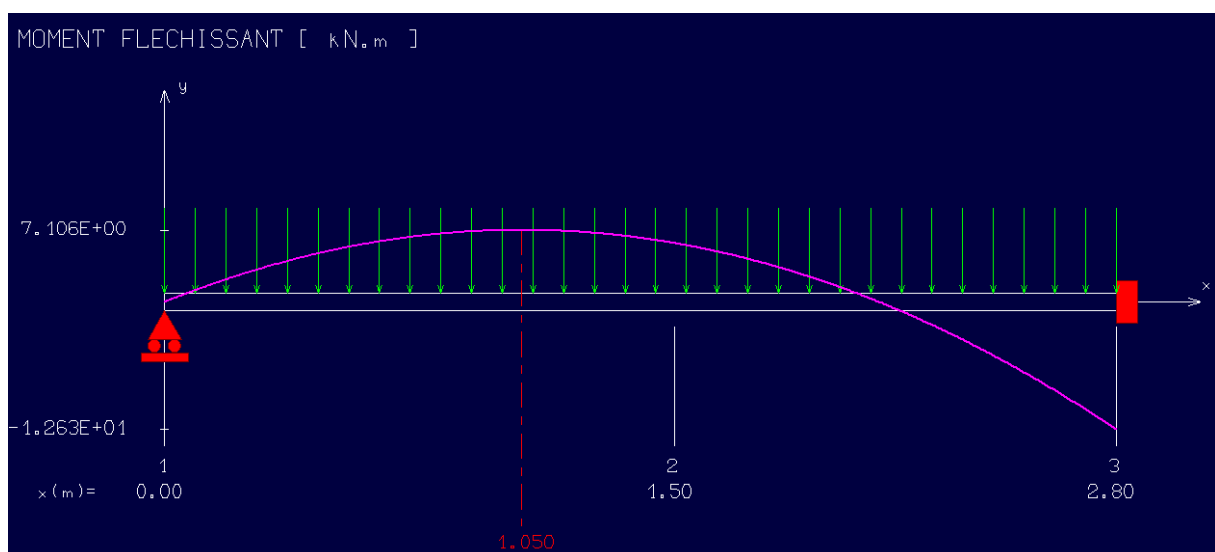


Figure 3.42 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

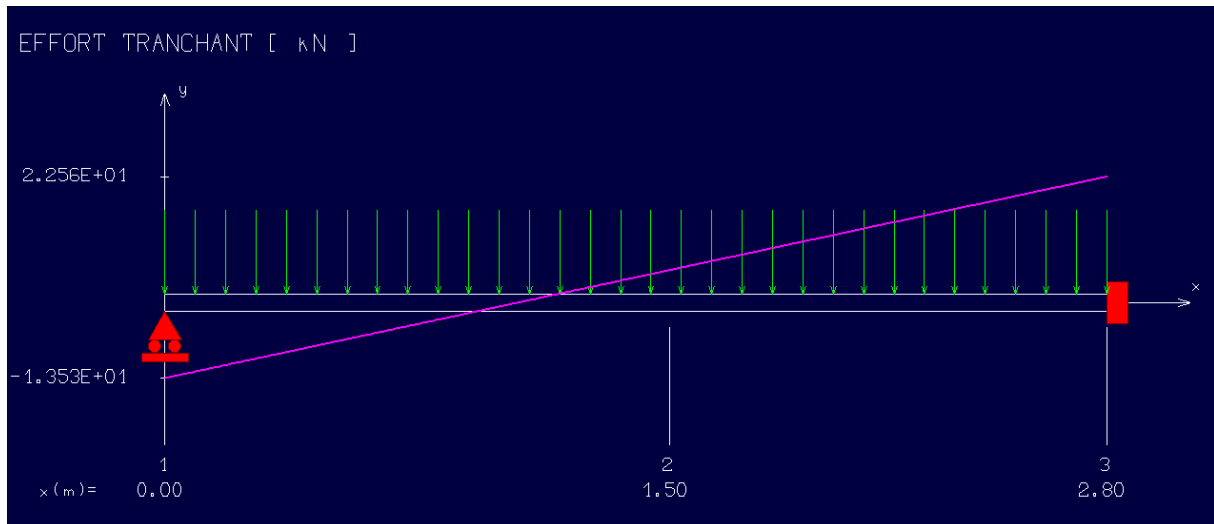


Figure 3.43 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

$$M_u^a = 12.63 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 7.11 \text{ KN.m}$$

$$T_u^a = 22.56 \text{ KN}$$

$$T_u^t = 0 \text{ KN}$$

3.3.4. Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

a. En travée :

a.1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7.11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.030}$$

$\mu < \mu_1 0.030 < 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.030}) = \mathbf{0.038}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.038 = \mathbf{0.985}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.36 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 435} = \mathbf{2.22 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T10 = **5.50 cm²** avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

a.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T10 = **5.50 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

b. En appuis :

b.1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.63 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.053$$

$\mu < \mu_l 0.025 < 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.053}) = 0.069$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.069 = 0.972$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.63 \times 10^3}{0.972 \times 13 \times 435} = 2.29 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T10 = **5.50 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

b.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T10 = **5.50 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

3.3.5. Vérifications à l'ELU :

a. En travée :

a.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 20 \times \frac{2.1}{500} = 1.93 \text{ cm}^2$$

a.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 22.56 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right. \quad \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{22.56 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.174 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

a.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \sum u}$$

$\psi = 1.5$: Barres de haute adhérence.

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = n \times \pi \times \phi = 7 \times 3.14 \times 1 = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.56 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 21.98} = 0.876 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = 17.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.876 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 17.28 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

a.4. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

a.4.1. Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2.835} = 44.09 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

a.4.2. Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$

$$l_s = \frac{0.8 \times 500}{4 \times 2.835} = \mathbf{35.27 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

a.5. Espacement des barres :

a.5.1. Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(88 ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{88 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

3.3.6. Calcul à l'ELS :

a. Calcul des efforts internes :

$$M_{ser}^a = \mathbf{9.09 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ser}^t = \mathbf{5.11 \text{ KN.m}}$$

$$T_{ser}^a = \mathbf{9.79 \text{ KN}}$$

$$T_{ser}^t = \mathbf{0 \text{ KN}}$$

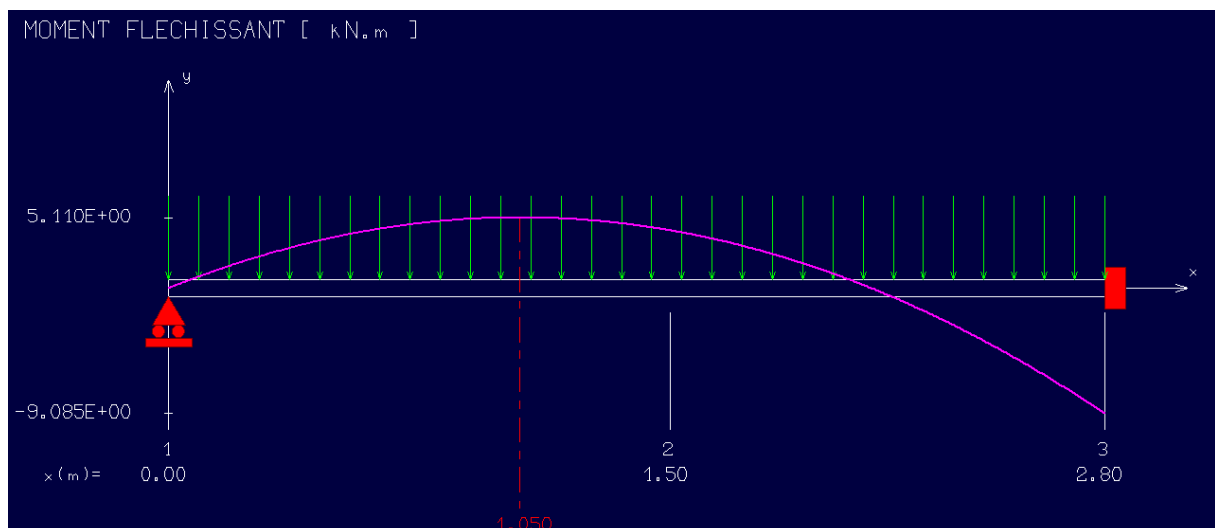


Figure 3.44 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

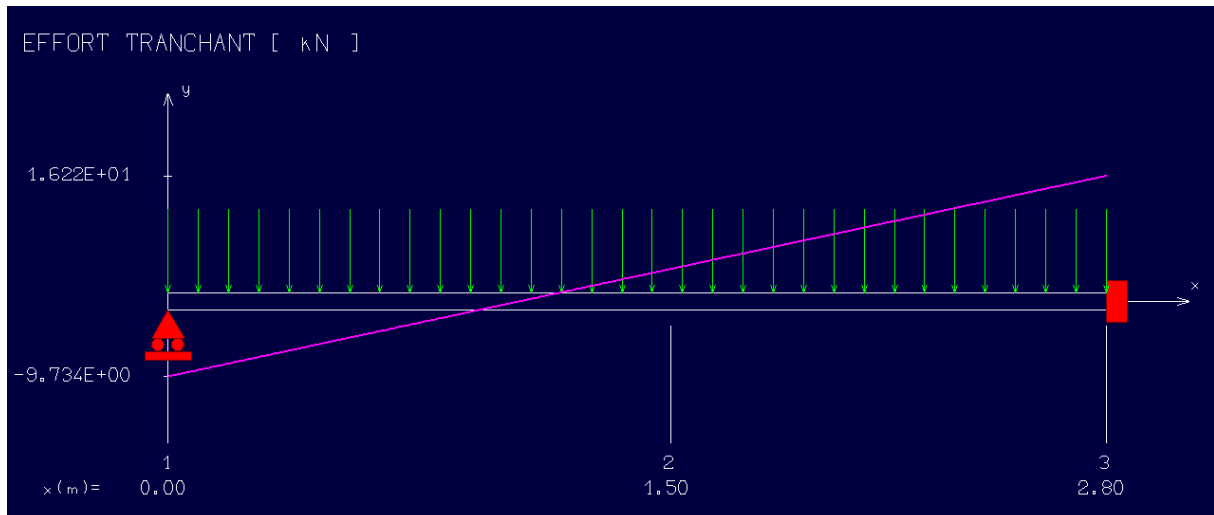


Figure 3.45 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

b. En travée :

b.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 82.5 \times y_l - 1072.5$$

$$y_l = 3.88 \text{ cm}$$

b.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 3.88^2}{3} + 15 \times (5.5 \times (13 - 3.89)^2)$$

$$I = 8808.92 \text{ cm}^4$$

b.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{5.11}{8808.92} \times 3.88 = 2.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

b.4. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 5.11}{8808.92} \times (13 - 3.88) = \mathbf{79.36 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{79.36 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma_s} = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

c. En appuis :

c.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 82.5 \times y_l - 1072.5$$

$$y_l = \mathbf{3.88 \text{ cm}}$$

c.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 3.88^2}{3} + 15 \times (5.5 \times (13 - 3.89)^2)$$

$$I = \mathbf{8808.92 \text{ cm}^4}$$

c.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{9.09}{8808.92} \times 3.88 = \mathbf{4.00 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.00 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

c.4. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 9.09}{8808.92} \times (13 - 3.88) = \mathbf{141.18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{141.18 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma_s} = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

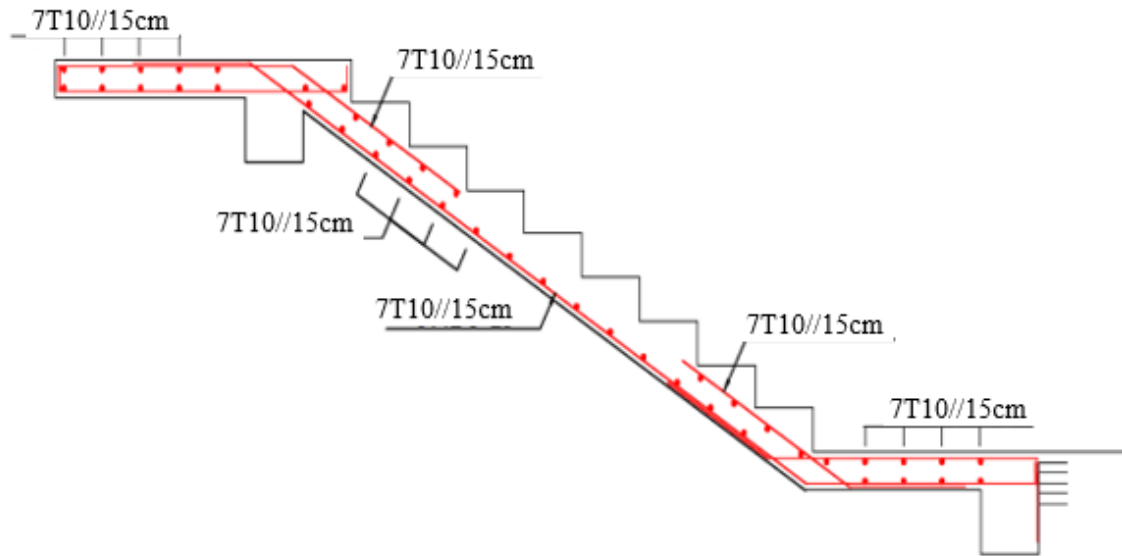


Figure 3.46 : Schéma de ferrailage pour L'escalier étage courant.

3.5. Les planchers :

3.5.1. Introduction :

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments.

Les planchers en béton armé peuvent être entièrement coulés sur place (d'où nécessité de coffrage).

Ils peuvent être semi-préfabriqués (les éléments préfabriqués vont servir de coffrage) Ils peuvent être entièrement préfabriqués.

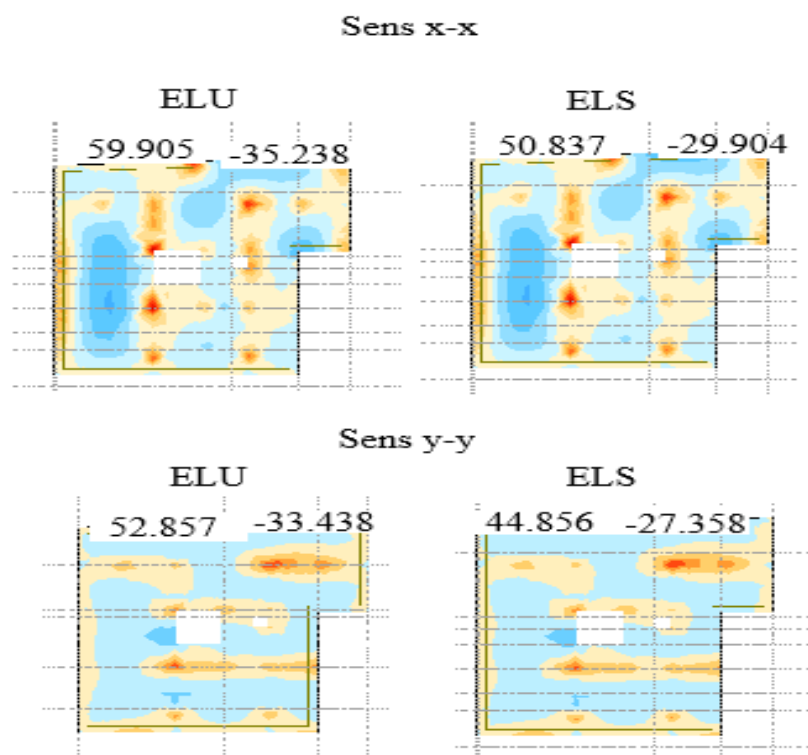


Figure 3.47 : Moments de RDC.

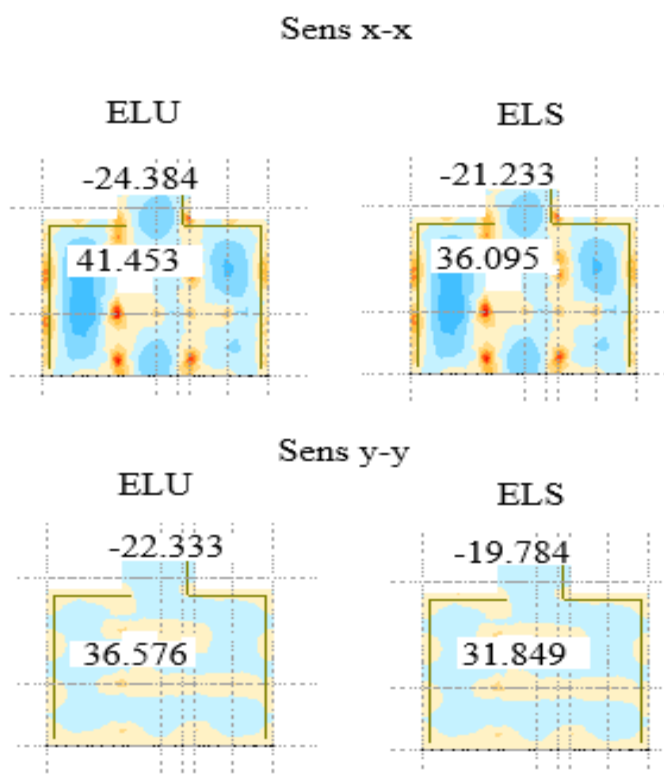


Figure 3.48 : Moments d'étages courant.

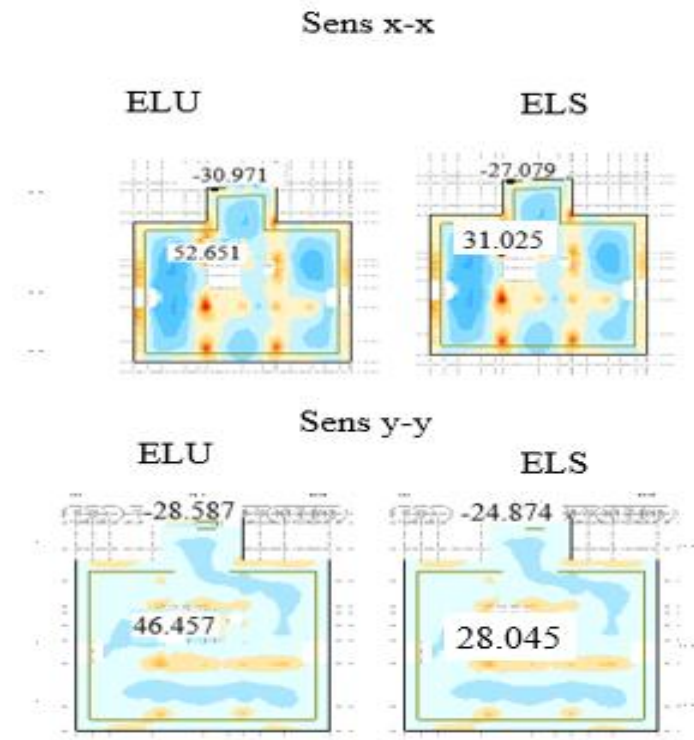


Figure 3.49 : Moments de terrasse.

Niveau		ELU		ELS	
		Mt	Ma	Mt	Ma
RDS	Sens xx	59.905	-35.238	32.022	-23.002
	Sens yy	52.857	-33.438	32.058	-27.358
Etage courant	Sens xx	41.453	-24.384	31.584	18.784
	Sens yy	36.576	-27.574	22.330	-19.784
Terrasse	Sens xx	52.651	-30.971	31.025	-27.079
	Sens yy	46.457	-28.587	28.045	-24.874

Tableau 3.13 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

3.5.1. Ferrailage longitudinal :

En choix poutre de RDC exemple calcule.

a. En travée :

a.1.Calcule des ferrailages :

• **ELU :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{35.89 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 18^2} = \mathbf{0.131} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.131}) = \mathbf{0.175}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.175 = \mathbf{0.930}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{33.82 \times 10^3}{0.930 \times 435 \times 18} = \mathbf{8.23 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T14 = **10.78cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

	RDC et		Etages courants		Terrasse	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
μ	0.131	0.077	0.090	0.053	0.114	0.067
α	0.175	0.100	0.118	0.068	0.152	0.087
β	0.930	0.960	0.953	0.973	0.939	0.965
$A_s [\text{cm}^2]$	8.23	4.69	5.56	3.2	7.17	4.10
$A_{\text{choi}}[\text{cm}^2]$	10.78	10.78	10.78	10.78	10.78	10.78
	7T14	7T14	7T14	7T14	7T14	7T14

Tableau 3.14 : Ferrailage longitudinal sens x-x.

	RDC et		Etages courants		Terrasse	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
μ	0.115	0.073	0.079	0.049	0.101	0.062
α	0.153	0.094	0.104	0.062	0.133	0.080
β	0.939	0.962	0.959	0.975	0.947	0.968
A_s [cm ²]	7.20	4.44	4.88	2.93	6.27	3.77
A_{choi} [cm ²]	10.78	10.78	10.78	10.78	10.78	10.78
	7T14	7T14	7T14	7T14	7T14	7T14

Tableau 3.15 Ferrailage longitudinal sens y-y.

a.2. Vérification à l'ELU :

a.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.74 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = 1.74 \text{ cm}^2 < A_s = 10.78 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

a.2.2. Espacement des barres :

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

- Armatures principales :

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

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

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

	RDC		Etages courants		Terrasse	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
A_{choi} [cm ²]	10.78	10.78	10.78	10.78	10.78	10.78
$A_{\min}$ [cm ²]	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
$A_s \geq A_{\min}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau 3.16 : Vérification à l'ELU sens x-x.

	RDC		Etages courants		Terrasse	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
$A_{choi}[cm^2]$	10.78	10.78	10.78	10.78	10.78	10.78
$A_{min}[cm^2]$	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
$A_s \geq A_{min}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau 3.17 : Vérification à l'ELU sens y-y.

a.3. Vérification à l'ELS :

a.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 161.70 \times yl - 2910.60$$

$$yl = \mathbf{6.18 \text{ cm}}$$

a.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.18^3}{3} + 15 \times (10.78 \times (18 - 6.18)^2)$$

$$I = \mathbf{24552.25 \text{ cm}^4}$$

a.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{24.023 \times 10^3}{24552.25} \times 6.18 = \mathbf{1.281 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.281 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

a.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 24.023 \times 10^3}{24552.25} \times (18 - 6.18) = \mathbf{19.208 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = 19.208 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

	RDC		Etages courants		Terrasse	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
$l[\text{cm}]$	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18
$I [\text{cm}^4]$	24552.25	24552.25	24552.25	24552.25	24552.25	24552.25
$\sigma_{bc}[\text{MPa}]$	5.50	5.26	6.473	3.850	6.359	5.550
$\overline{\sigma}_{bc}[\text{MPa}]$	15	15	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
$\sigma_s[\text{MPa}]$	192.57	184.38	188.804	112.288	185.463	161.874
$\overline{\sigma}_s[\text{MPa}]$	196.77	196.77	196.77	196.77	196.77	196.77
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau 3.18 : Vérification à l'ELS sens x-x.

	RDC		Etages courants		Terrasse	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
$l[\text{cm}]$	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18
$I [\text{cm}^4]$	24552.25	24552.25	24552.25	24552.25	24552.25	24552.25
$\sigma_{bc}[\text{MPa}]$	6.571	5.607	5.651	4.055	5.748	5.098
$\overline{\sigma}_{bc}[\text{MPa}]$	15	15	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
$\sigma_s[\text{MPa}]$	191.638	5.607	164.833	118.266	167.649	148.693
$\overline{\sigma}_s[\text{MPa}]$	196.77	196.77	196.77	196.77	196.77	196.77
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau 3.19 : Vérification à l'ELS sens y-y.

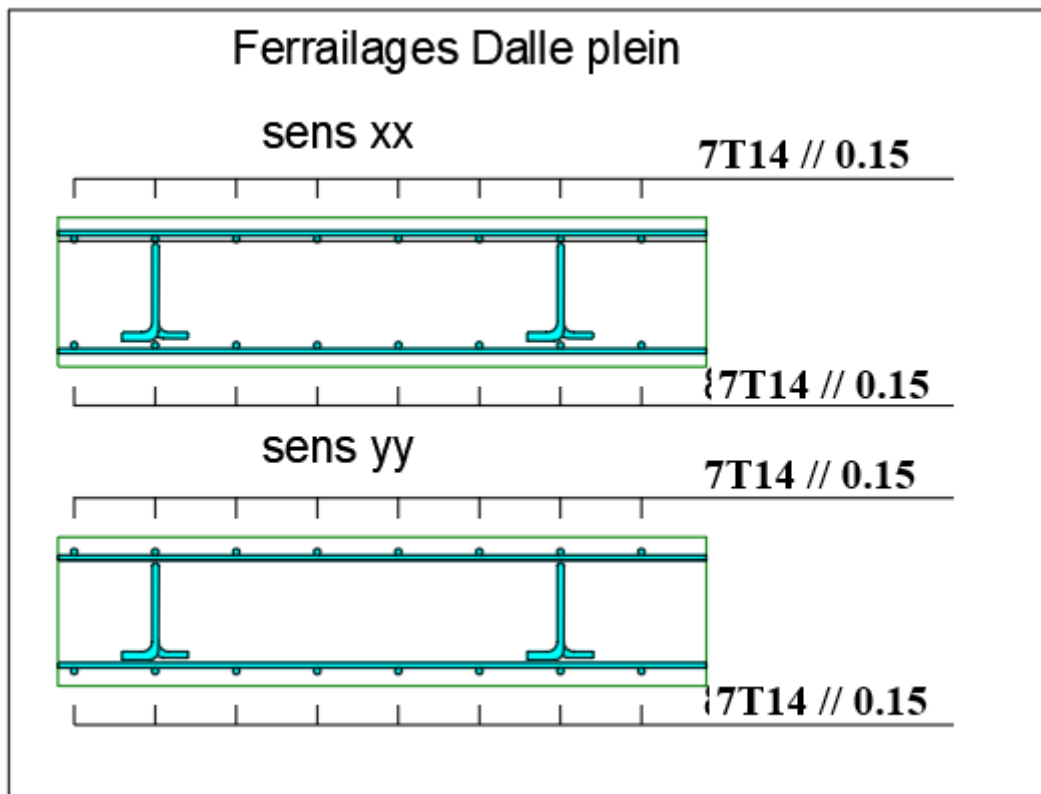


Figure 3.50 : Ferrailages Dalle plein

CHAPITRE 04 : MODÉLISATION ET VÉRIFICATION AU RPA

4.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

4.2. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

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

4.2.1. Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b. Conditions d'application de la MSE :

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

- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :
 $6H \leq 5m$ en zone I et IIa,
- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

4.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

a. Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Les hypothèses :

- ❖ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- ❖ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- ❖ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- ❖ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

4.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

4.3.1. Principe :

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

4.3.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

4.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

a. Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya de MOSTAGANEM : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A = 0.15$

B. Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 3.5$

c. Facteur de qualité Q :

c.1. Régularité en plan :

- ❖ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

- ❖ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée
- ❖ Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ❖ La structure a une forme compacte, et le rapport :
- ❖ Longueur / largeur = $\frac{20.95}{22.06} = 0.95 < 4$
- ❖ Donc le critère est observé $p_q = 0$

c.2. Régularité en élévation :

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

c.3. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0.05$

c.4. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

Critère « q »	p_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.20

Tableau 4.20 : Pénalités du facteur de qualité.

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

c.5. Facteur de correction d'amortissement "η" :

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

$\xi(\%)$: 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 [4.2] des RPA99/Version 2003.

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

D'où : $\eta = 0.764 \geq 0.7$

c.6. Période T1 et T2 du site considérée S2 :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

c.7. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 2.5A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

c.8. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 \times E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

c.9. Estimation de la période fondamentale de la structure :

On donc :

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

h_N :Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

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

c.10. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

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

Avec : $T_2 = 0.50$ s: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$h_N = 36.40 \text{ m}$$

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

$$d_x = 20.95 \text{ m}$$

$$d_y = 22.06 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 36.40^{3/4} = 0.74 \text{ s} \text{ Dans les deux directions.}$$

$$T_x = \min(0.74 ; 0.71) = 0.71 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.74 ; 0.70) = 0.70 \text{ s}$$

$$0 < T_x \text{ et } T_y < T_2 \quad \text{Donc } D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.71}\right)^{2/3} = 1.512 \text{ s}$$

$$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.70}\right)^{2/3} = 1.526 \text{ s}$$

$$T = \max(0.71 ; 0.70) = 0.71 \text{ s}$$

4.4. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. W

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation. Q_i W

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = 46162.39 \text{ KN}$$

4.5. Modélisation de la structure :

4.5.1. Position des voiles :

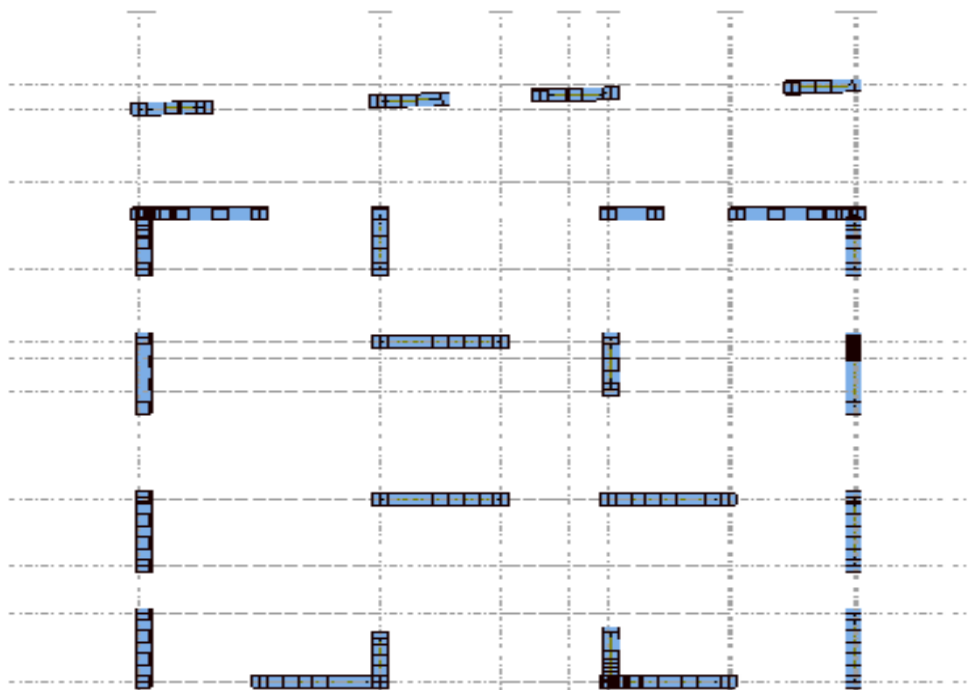


Figure 4.51 : disposition des voiles.

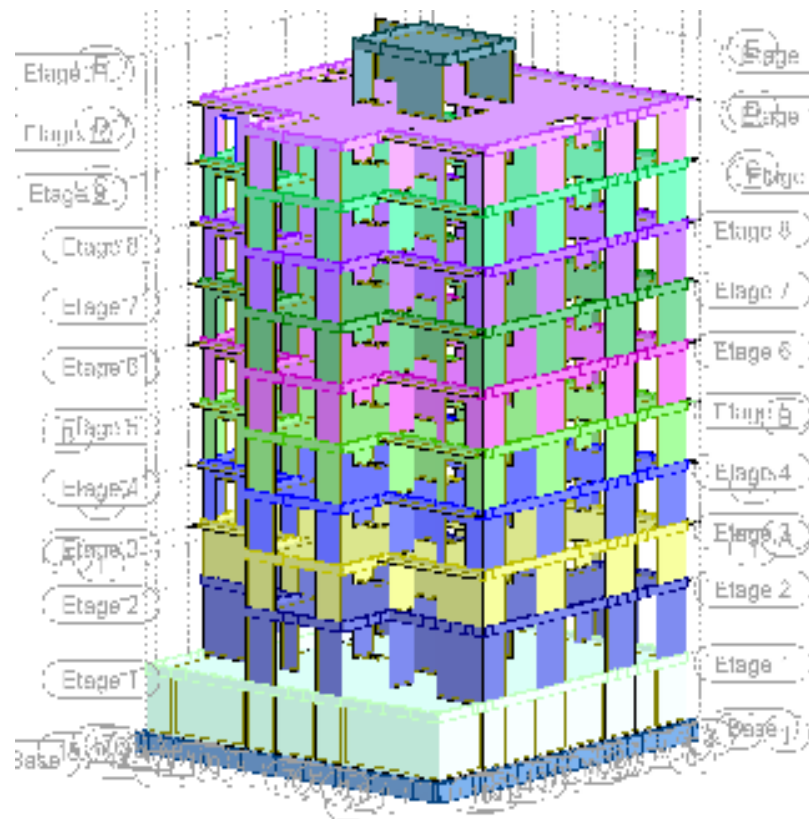


Figure 4.52 : Vue de la structure modélisée.

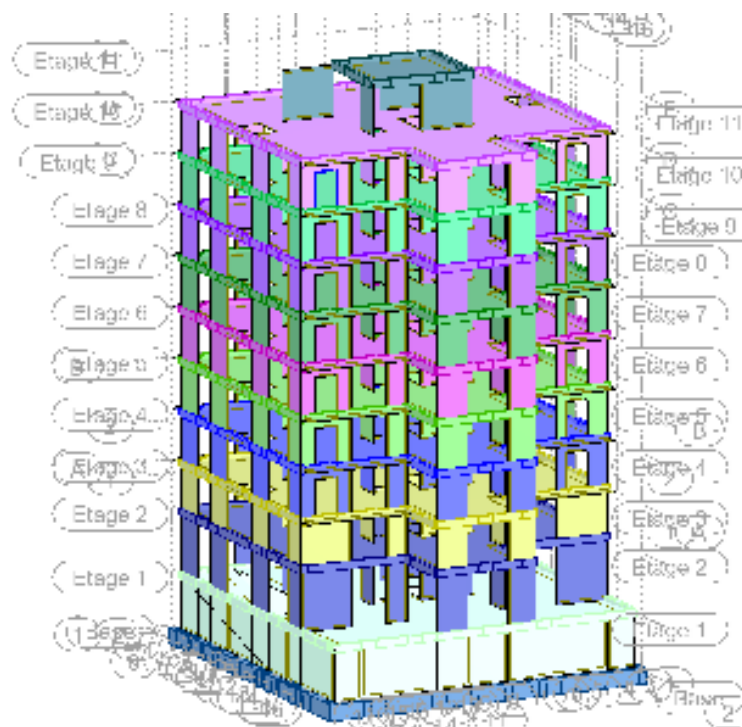


Figure 4.47 : Vue de la structure modélisée.

4.6. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

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

W : poids total de la structure.

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

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

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.512 \times 1.2}{3.5} \times 46162.39 = \mathbf{3589.59 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.526 \times 1.2}{3.5} \times 46162.39 = \mathbf{3622.82 \text{ KN}}$$

4.7. Résultats de calcul :

		Facteur de participation massique			
Mode	Période(s)	Ux	Uy	Ux	Uy
1	0,75	57,51	6,09	57,51	6,09
2	0,71	63,49	66,07	5,98	59,98
3	0,48	64,20	66,07	0,71	0,00
4	0,21	64,61	77,77	0,41	11,70
5	0,19	77,74	78,09	13,13	0,32
6	0,14	78,02	78,09	0,28	0,00
7	0,11	78,04	81,16	0,01	3,07
8	0,09	83,58	81,19	5,54	0,03
9	0,09	83,60	83,83	0,03	2,63
10	0,07	83,73	83,84	0,13	0,01
11	0,06	83,83	86,49	0,10	2,65
12	0,05	86,78	86,57	2,95	0,08
13	0,05	86,78	86,61	0,00	0,04
14	0,04	86,81	86,68	0,03	0,07
15	0,04	88,04	87,17	1,24	0,49
16	0,04	88,54	88,81	0,49	1,65
17	0,03	88,88	88,90	0,35	0,08
18	0,03	89,79	89,89	0,91	1,00
19	0,03	90,12	92,33	0,33	2,44
20	0,03	90,12	92,39	0,00	0,06
21	0,03	90,15	92,81	0,03	0,42

Tableau 4.21 : Taux de participation modale.

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{\text{emp}} = 0.71 \text{ s} \quad T_{\text{dyn}} = 0.92 \text{ s}$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que : $1.3 T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}} > 1.38 s$

- ❖ Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x)
- ❖ Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (y-y)
- ❖ Et le 3^{ème} mode de torsions
- ❖ Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 16^{ème} mode pour le sens (x-x) et le sens (y-y).

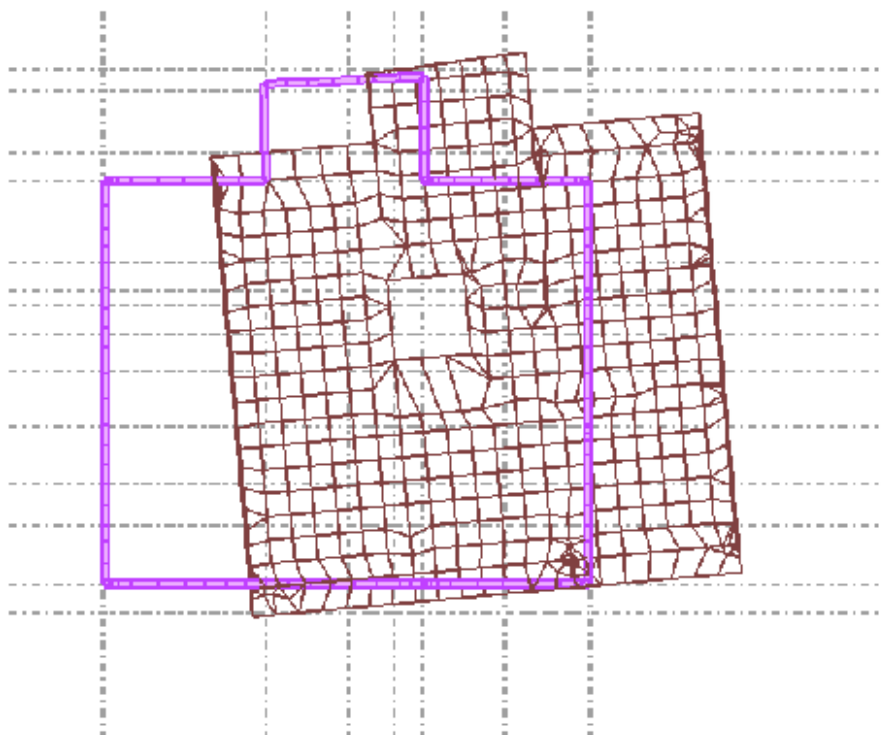


Figure 4.54 : Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).

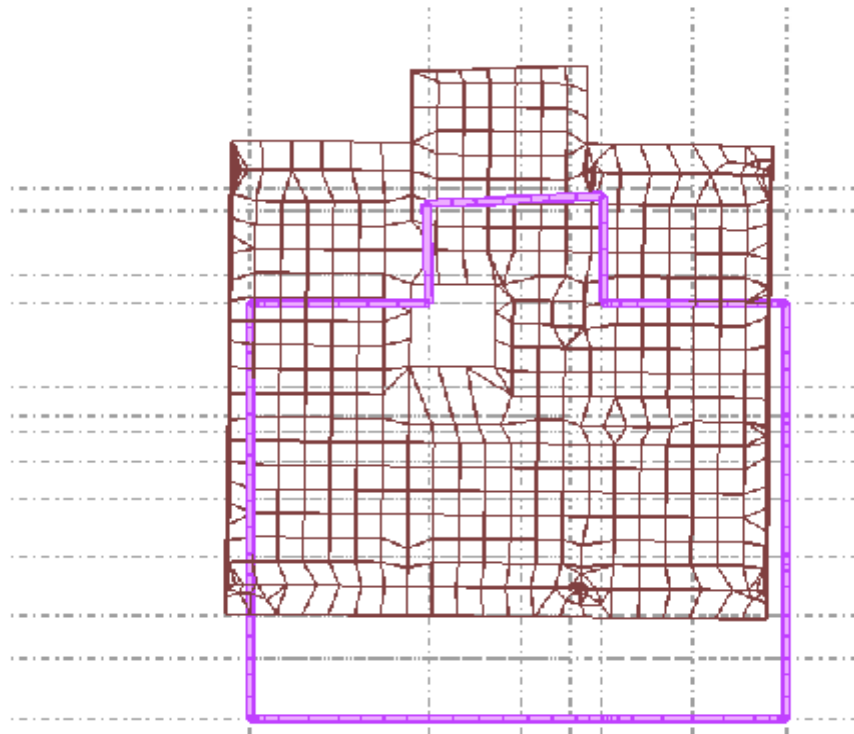


Figure 4.55 : Le 2er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).

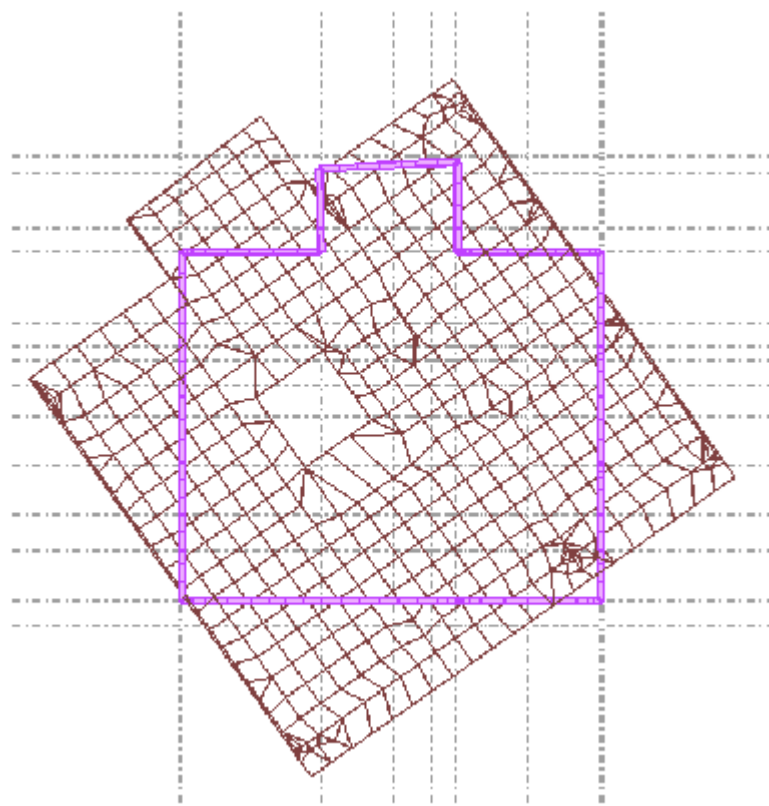


Figure 4.56: le 3ème mode de torsions.

4.7.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

Direction x-x : 21ème mode : Masse cumulée = 91.19 %

Direction y-y : 18ème mode : Masse cumulée = 90.31 %

Masse cumulée > 90%

Condition vérifié.

4.8. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

4.8.1. Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

X_m ; Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t ; Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

Avec :

$$L_x = 20.95 \text{ m } L_y = 22.06 \text{ m}$$

Niveaux	Masse (Kg)	G (x ; y) [m]	R (x ; y) [m]	Ix [Kg.m2]	Iy [Kg.m2]	Ex0 [m]	Ey0 [m]	Ex2 [m]	Ey2 [m]
Sous-sol	1107095,77	10,94 10,65	11,59 9,18	58817636,21	56926616,00	0,57	1,42	0.5	0.5
RDC	811074,95	10,59 9,74	10,47 9,40	33802683,45	37954542,14	0,12	0,34	0.5	0.5
Mezzanine	757950,26	10,55 9,51	10,47 9,40	32817987,13	32790759,33	0,08	0,09	0.5	0.5
Etage 1	761949,41	10,55 9,42	10,47 9,40	32980219,20	32901535,75	0,08	0,01	0.5	0.5
Etage 2	761949,41	10,55 9,42	10,47 9,40	32980448,81	32901686,97	0,08	0,01	0.5	0.5
Etage 3	762769,76	10,55 9,41	10,47 9,40	33063362,65	32932176,75	0,08	0,01	0.5	0.5
Etage 4	761949,41	10,55 9,42	10,47 9,40	32980839,03	32902077,19	0,08	0,01	0.5	0.5
Etage 5	761949,41	10,55 9,42	10,47 9,40	32980811,78	32901769,86	0,08	0,01	0.5	0.5
Etage 6	761949,41	10,55 9,42	10,47 9,40	32981229,24	32902467,40	0,08	0,01	0.5	0.5
Etage 7	839481,67	10,55 9,42	10,47 9,40	35568542,01	35542559,97	0,08	0,02	0.5	0.5
Etage 8	125463,84	10,80 9,47	13,53 8,73	809408,91	1038854,46	2,78	0,77	0.5	0.5

‘Tableau 4.22 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.

4.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

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

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente V_{Statique} correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est :

Sens	V_{st}	$0.8V_{\text{st}}$	V_{dyn}	$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$
X	3589.59	2871.67	2523,27	C.NV
Y	3622.82	2898.26	2610,92	C.NV

Tableau 4.23 : les forces sismiques des deux directions.

Coefficient de direction :

$$E_x = \frac{2871.67}{2523,27} = 1.14$$

$$E_y = \frac{2898.26}{2610,92} = 1.13$$

Sens	V_{st}	$0.8V_{\text{st}}$	V_{dyn}	$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$
X	3589.59	2871.67	2876,39	C. V
Y	3622.82	2898.26	2950,22	C. V

Tableau 4.24 : les forces sismiques des deux directions.

4.10. Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

σ_K : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

σ_{eK} : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 3,5).

Niveaux	dr UX [cm]	dr UY [cm]
Sous-sol	0,06	0,04
RDC	0,44	0,41
Mezzanine	0,55	0,48
Etage 1	0,71	0,59
Etage 2	0,77	0,62
Etage 3	0,78	0,60
Etage 4	0,76	0,57
Etage 5	0,72	0,51
Etage 6	0,67	0,45
Etage 7	0,61	0,40
Etage 8	0,56	0,38

Tableau 4.25 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$ $01 \leq 1\% h_e = 3.23 \text{ cm}$, donc **la condition est vérifiée**

4.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la **Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :**

$$\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_K}$.
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : Hauteur de l'étage 'K'.

Niveaux	P	Δ	V	h	θ	Vérification
Sous-sol	-45269,84	0,06	2876,39	3,42	0,0027611	OK
RDC	-38971,07	0,44	2841,9	4	0,0150843	OK
Mezzanine	-	0,55	2730,77	3,06	0,0227004	OK
Etage 1	-30359,48	0,71	2593,38	3,24	0,0256532	OK
Etage 2	-26210,11	0,77	2411,84	3,24	0,0258265	OK
Etage 3	-22061,22	0,78	2193,55	3,24	0,0242121	OK
Etage 4	-17904,38	0,76	1934,59	3,24	0,021709	OK
Etage 5	-13755,57	0,72	1632,39	3,24	0,0187259	OK
Etage 6	-9606,74	0,67	1275,26	3,24	0,0155778	OK
Etage 7	-5457,85	0,61	833,94	3,24	0,0123217	OK
Etage 8	-654,24	0,56	145,85	3,24	0,0077531	OK

Tableau 4.26 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X.

Niveaux	P	Δ	V	h	θ	Vérification
Sous-sol	-45269,84	0,04	2950,22	3,42	0,0017947	OK
RDC	-38971,07	0,41	2890,04	4	0,0138217	OK
Mezzanine	-34488,78	0,48	2776,08	3,06	0,0194879	OK
Etage 1	-30359,48	0,59	2621,41	3,24	0,0210895	OK
Etage 2	-26210,11	0,62	2424,49	3,24	0,0206869	OK
Etage 3	-22061,22	0,6	2193,75	3,24	0,018623	OK
Etage 4	-17904,38	0,57	1936,41	3,24	0,0162664	OK
Etage 5	-13755,57	0,51	1639,47	3,24	0,0132069	OK
Etage 6	-9606,74	0,45	1282,74	3,24	0,0104017	OK
Etage 7	-5457,85	0,4	838,17	3,24	0,008039	OK
Etage 8	-654,24	0,38	162,95	3,24	0,0047089	OK

Tableau 4.27 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens Y-Y.

4.12 Vérification de renversement :

Niveaux	V [KN]	F [KN]	h	W	XG	Mr [KN]	Ms [KN]	Vérification
Sous-sol	2876,39	34,49	3,42	46162,39	10,48	117,9558	483781,85	OK
RDC	2841,9	111,13	7,42	46162,39	10,48	824,5846	483781,85	OK
Mezzanine	2730,77	137,39	10,48	46162,39	10,48	1439,8472	483781,85	OK
Etage 1	2593,38	181,54	13,72	46162,39	10,48	2490,7288	483781,85	OK
Etage 2	2411,84	218,29	16,96	46162,39	10,48	3702,1984	483781,85	OK
Etage 3	2193,55	258,96	20,2	46162,39	10,48	5230,992	483781,85	OK
Etage 4	1934,59	302,2	23,44	46162,39	10,48	7083,568	483781,85	OK
Etage 5	1632,39	357,13	26,68	46162,39	10,48	9528,2284	483781,85	OK
Etage 6	1275,26	441,32	29,92	46162,39	10,48	13204,294	483781,85	OK
Etage 7	833,94	688,09	33,16	46162,39	10,48	22817,064	483781,85	OK
Etage 8	145,85	149,48	36,4	46162,39	10,48	5441,072	483781,85	OK

Tableau 4.28 : Vérification de renversement sens X-X.

Niveaux	V [KN]	F [KN]	h	W	XG	Mr [KN]	Ms [KN]	Vérification
Sous-sol	2890,04	113,96	7,42	46162,39	10,48	845,5832	483781,85	OK
RDC	2776,08	154,67	10,48	46162,39	10,48	1620,9416	483781,85	OK
Mezzanine	2621,41	196,92	13,72	46162,39	10,48	2701,7424	483781,85	OK
Etage 1	2424,49	230,74	16,96	46162,39	10,48	3913,3504	483781,85	OK
Etage 2	2193,75	257,34	20,2	46162,39	10,48	5198,268	483781,85	OK
Etage 3	1936,41	296,94	23,44	46162,39	10,48	6960,2736	483781,85	OK
Etage 4	1639,47	356,73	26,68	46162,39	10,48	9517,5564	483781,85	OK
Etage 5	1282,74	444,57	29,92	46162,39	10,48	13301,534	483781,85	OK
Etage 6	838,17	675,22	33,16	46162,39	10,48	22390,295	483781,85	OK
Etage 7	162,95	149,48	36,4	46162,39	10,48	5441,072	483781,85	OK
Etage 8	2890,04	113,96	7,42	46162,39	10,48	845,5832	483781,85	OK

Tableau 4.29 : Vérification de renversement sens Y-Y.

4.13 Conclusion

Après le calcul sismique. La structure répond aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA99.2003. Il est donc possible de passer au calcul du ferrailage des éléments de la structure.

CHAPITRE 05 : ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

5.1. Introduction :

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entament dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres noyées seront calculées en flexion simple. Les voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

5.2. Poutre :

5.2.1. Introduction :

Les poutres noyées sont des coutres incorporés dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

5.2.2. Les moments de la poutre :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

5.2.3. Combinaisons d'actions :

a. Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

b. Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

5.2.4. Tableau des sollicitations :

Poutres	$M_{\max}^a$ (KN. m)			$M_{\max}^t$ (KN. m)			(KN)
	ELU	ELS	G+Q+E	ELU	ELS	G+Q+E	
RDS	-34.42	-24.97	-52.30	54.44	38.51	87.11	131.04
Etages courants	-95.71	-68.87	-193.56	61.97	44.65	15.28	139.09
Terrasse	103.88	-74.96	-135.31	66.95	48.38	94.04	93.13

Tableau 5.30 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

5.2.5. Ferrailage longitudinal :

En choix poutre de RDC exemple calcule.

a. En appuis :

a.1. Calcule des ferrailages :

- ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{34.42 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 45^2} = \mathbf{0.040} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}) = \mathbf{0.051}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.051 = \mathbf{0.980}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{34.42 \times 10^3}{0.980 \times 435 \times 45} = \mathbf{1.80 \text{ cm}^2}$$

	RDC et		Etages courants		Terrasse	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
μ	0.040	0.063	0.111	0.072	0.120	0.078
α	0.051	0.082	0.147	0.093	0.161	0.101
β	0.980	0.967	0.941	0.963	0.936	0.960
$A_s [cm^2]$	1.80	2.88	5.20	3.29	5.67	3.56
$A_{choi}[cm^2]$	7.70	7.70	9.24	7.70	7.70	7.70
	5T14	5T14	6T14	5T14	5T14	5T14

Tableau 5.31 : Ferrailage longitudinal.

a.2. Vérification à l'ELU :

a.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 50 \times \frac{2.1}{500} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_s = 9.24 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

a.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 60 \times 23 = 7.50 \text{ cm}^2$$

$A_{RPA} = 6.90 \text{ cm}^2 < A_s = 9.24 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

	RDC		Etages courants		Terrasse	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
$A_{choi}[cm^2]$	7.70	7.70	7.70	7.70	7.70	7.70
$A_{min}[cm^2]$	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
$A_s \geq A_{min}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
$A_{RPA}[cm^2]$	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
$A_s \geq A_{RPA}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau 5.32 : Vérification à l'ELU.

a.3. Vérification à l'ELS :

a.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 115.5 \times yl - 5197.5$$

$$yl = \mathbf{15.16 \text{ cm}}$$

a.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 15.16^2}{3} + 15 \times (7.70 \times (45 - 15.16)^2)$$

$$I = \mathbf{137685.72 \text{ cm}^4}$$

a.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{24.97 \times 10^3}{137685.72} \times 15.16 = \mathbf{0.339 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.339 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

a.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 24.97 \times 10^3}{137685.72} \times (45 - 15.16) = \mathbf{5.089 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{70.51 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

	RDC		Etages courants		Terrasse	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
yl[cm]	15.16	15.16	16.29	15.16	17.29	15.16
I [cm⁴]	137685.72	137685.72	157470.81	137685.72	175847.81	137685.72
σ_{bc}[MPa]	2.74	4.24	7.124	4.916	7.368	5.326
$\overline{\sigma}_{bc}$[MPa]	15	15	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
σ_s[MPa]	81.18	125.20	188.358	145.159	177.215	157.286
$\overline{\sigma}_s$[MPa]	196.77	196.77	196.77	196.77	196.77	196.77
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau 5.33 : Vérification à l'ELS.

5.2.6 Ferrailage longitudinal :

a. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

En choix poutre de RDC exemple calcule.

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -173.60 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \right. \quad \overline{\tau_u} = 3 \text{ MPa} \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{131.04 \times 10^3}{300 \times 450} = 0.97 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

	RDC	Etages courants	Terrasse
T_u [KN]	131.04	272.98	93.03
τ_u [MPa]	0.97	2.02	0.72
$\overline{\tau_u}$ [MPa]	2.5	2.5	2.5
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	C.V	C.V	C.V

Tableau 5.34 : Vérification au cisaillement.

b. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{23}{35} ; 16 ; \frac{60}{10}\right) = \min(6.57 ; 16 ; 60) = 6$$

$\phi_t = 8$ On prend : $\phi_t = 8$ Soit : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

c. Calcul de l'espacement :

c.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(18.9 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{9.24 \times 500}{0.4 \times 30} = 38 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 60 \times [1.95 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 18.67 \text{ cm}$$

c.2. Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l\right) = \min(12.5 ; 19.20) = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$$

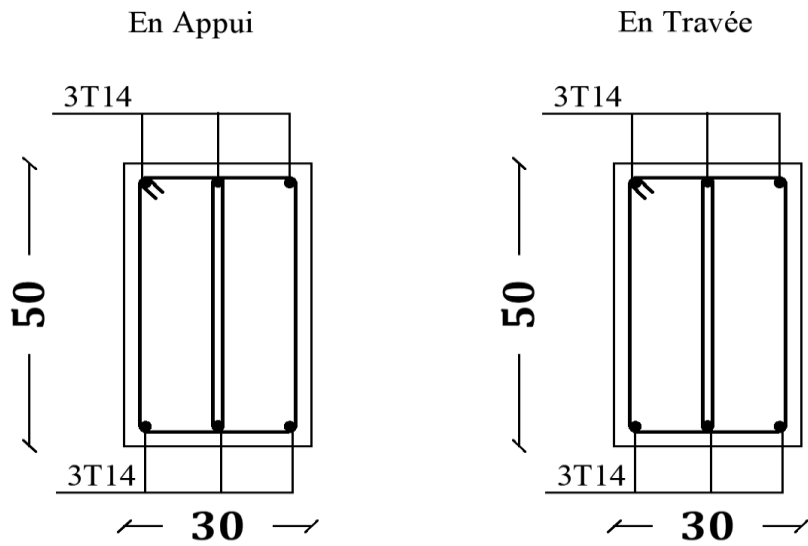


Figure 5.57 : ferrailage de poutre RDC et Terrasse (30*50cm²).

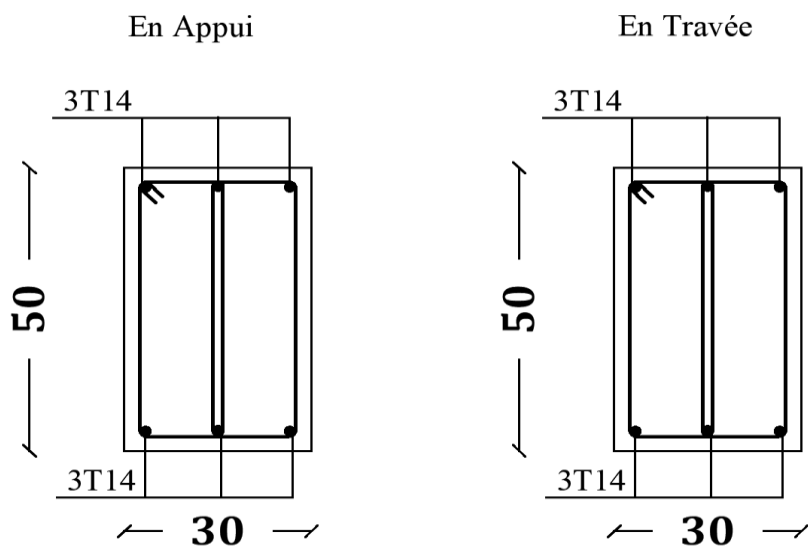


Figure 5.48 : ferrailage de poutre étages courants (30*50cm²).

5.3. Etude des voiles :

5.3.1. Introduction :

La voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges verticales aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

5.3.2. Les avantages remarquables des voiles de contreventement :

- ❖ La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donnant au bâtiment une inertie thermique appréciable ;
- ❖ Une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales permettant de réduire considérablement les dommages sismiques ;
- ❖ Les structures contreventées par des voiles ont de faibles déplacements.

Dans notre structure, on distingue deux types des voiles :

- ❖ Voile de contreventement et
- ❖ Voile périphérique au sous-sol.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculé à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V , issues des combinaisons d'actions suivantes :

❖ **Selon le BAEL 91** (situation durable transitoire) $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$

❖ **Selon le RPA version 2003** (situation accidentelle) $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G \pm E \end{cases}$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme.

5.3.3. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

5.3.4. Prescriptions imposées par RPA99/V2003 :

a. Aciers verticaux :

- ❖ Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions suivantes du RPA99/v2003 :
- ❖ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- ❖ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm.
- ❖ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Aciers horizontaux :

- ❖ Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

c. Règles générales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

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

$$\begin{cases} S \leq 1.5e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4.3 RPA})$$

- ❖ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- ❖ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- ❖ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

5.3.5. Sollicitations sur les voiles :

Trois cas de flexion composée sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en dehors des armatures). Soit on aura :

- ❖ Section entièrement tendue (SPT).
- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).

Tout en admettant que :

- ❖ $N < 0$ un effort de compression.
- ❖ $N > 0$ un effort de traction.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable. De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U. et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.U vis-à-vis de la durabilité.

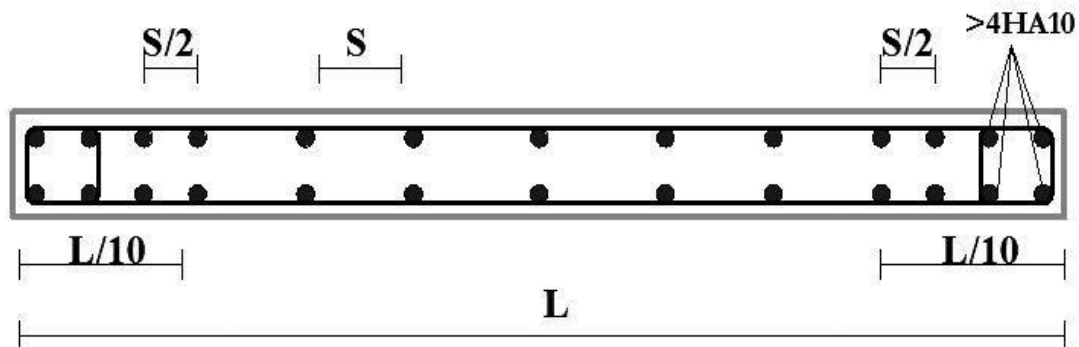


Figure 5.59 : Disposition verticale des armatures dans les voiles.

- ❖ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - 40ϕ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

5.3.6. Calcul du ferrailage des voiles :

a. Le voile V1 :

L(m)	e(m)	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN)	H(KN)
3.55	0,25	ELU	ELU	7125,01	-128,67	239,89
		0.8G-VY	sismique	3166,05	-191,1	97,65
		G+Q+VX	sismique	4709,34	1428,79	-34,57
		G+Q-VX	sismique	5616,86	-1613,55	373,95
		G+Q+VY	sismique	5301,81	45,95	150,16
		G+Q-VY	sismique	5024,4	-230,71	189,22
		0.8G+VX	sismique	302,25	2845,23	-126,13
		0.8G-VX	sismique	3758,52	-1573,94	282,38
		0.8G+VY	sismique	3443,47	85,56	58,6

Tableau 5.35 : Sollicitations obtenues par ROBOT.

$$A = b \times h ; W = \frac{b \times h^2}{6} ; \sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} ; \sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W}$$

Le voile est entièrement comprimé ($\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$ positifs). .

Le dimensionnement du ferrailage est gouverné uniquement par le minimum réglementaire du RPA 99 modifié 2003.

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \times L_1 ; L_1 = L - LT ; LT = \frac{\sigma_t \times (L - L_1)}{\sigma_c} ; (\sigma_c - \sigma_t) \times LT = \sigma_c \times L$$

$$LT = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_c + \sigma_t} ; \sigma_t = \frac{F_t}{S} ; S = \frac{b \times LT}{2}$$

	ep	L	h	N	M	H	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$
Voile 1 a	0,25	3,55	3,42	302,25	3845,23	-126,13	104324,25	-103643,1
Voile 1 b	0,25	3,55	4	299,35	3785,25	128,97	102698,99	-102024,4
Voile 1 c	0,25	3,55	3,06	278,99	3614,25	363,76	98051,82	-97423,11
Voile 1 d	0,25	3,55	3,24	285,45	3547,36	-248,41	96250,242	-95606,97
Voile 2 a	0,25	3,5	3,42	321,56	3745,33	-111,63	103096,55	-102361,6
Voile 2 b	0,25	3,5	4	297,33	3444,02	204,95	94804,354	-94124,74
Voile 2 c	0,25	3,5	3,06	287,45	3314,33	336,69	91235,851	-90578,82
Voile 2 d	0,25	3,5	3,24	275,56	3458,36	306,99	95172,8	-94542,95

Voile 3 a	0,25	2,55	3,42	265	2654,36	20,83	100344,53	-99513,16
Voile 3 b	0,25	2,55	4	224	2436,55	-389,45	92080,314	-91377,57
Voile 3 c	0,25	2,55	3,06	198,25	2325,36	-48,83	87853,945	-87231,98
Voile 3 d	0,25	2,55	3,24	499,55	2498,36	-41,41	94839,514	-93272,3
Voile 4 a	0,25	2,5	3,42	205,3	2515,36	44,63	96918,304	-96261,34
Voile 4 b	0,25	2,5	4	252,36	2457,36	-303,5	94766,4	-93958,85
Voile 4 c	0,25	2,5	3,06	187,36	2205,34	-233,18	84984,832	-84385,28
Voile 4 d	0,25	2,5	3,24	177	2183,25	-325,18	84120	-83553,6
Voile 5 a	0,25	2,1	3,42	486,37	2187,21	144,33	100913,16	-99060,32
Voile 5 b	0,25	2,1	4	425,36	2087,21	-217,69	96225,524	-94605,1
Voile 5 c	0,25	2,1	3,06	488,65	2044,48	-64,65	94392,705	-92531,18
Voile 5 d	0,25	2,1	3,24	430,87	2011,36	58,66	92768,59	-91127,18
Voile 6 a	0,25	2,05	3,42	423,45	2008,99	129,62	94905,776	-93253,29
Voile 6 b	0,25	2,05	4	389,12	1998,25	-165,58	94335,844	-92817,33
Voile 6 c	0,25	2,05	3,06	147,74	1887,99	-220,01	88701,463	-88124,92
Voile 6 d	0,25	2,05	3,24	136,87	2004,23	-158,96	94123,688	-93589,56
Voile 7 a	0,25	1,9	3,42	154,2	1979,33	101,15	100332,88	-99683,62
Voile 7 b	0,25	1,9	4	178,2	1842,36	-136,43	93462,821	-92712,51
Voile 7 c	0,25	1,9	3,06	187,56	1802,33	194,48	91459,958	-90670,23
Voile 7 d	0,25	1,9	3,24	175,23	1548,25	-126,57	78596,274	-77858,46
Voile 8 a	0,25	1,8	3,42	168,59	1983,36	228,69	106153,84	-105404,6
Voile 8 b	0,25	1,8	4	170,23	1801,02	4,45	96432,689	-95676,11
Voile 8 c	0,25	1,8	3,06	154,02	1787,36	-99,97	95668,133	-94983,6
Voile 8 d	0,25	1,8	3,24	144,36	1545,05	-39,24	82723,467	-82081,87
Voile 9 a	0,25	1,4	3,42	154,22	1456,33	94,95	100303,26	-99422
Voile 9 b	0,25	1,4	4	144,58	1305,12	-17,65	89907,029	-89080,86
Voile 9 c	0,25	1,4	3,06	139,25	1298,25	-16,94	89420,714	-88625
Voile 9 d	0,25	1,4	3,24	125,47	1200,36	-103,54	82668,886	-81951,91

Tableau 5.36 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical.

a. Ferrailage vertical :

	Lt	Ft	As	Amin	A choix
Voile 1 a	1,78	23222,75	46,45	13,31	2nap 24T16=48,25//0,15
Voile 1 b	1,78	22861,42	45,72	13,31	2nap 24T16=48,25//0,15
Voile 1 c	1,78	21825,22	43,65	13,31	2nap 24T16=48,25//0,15
Voile 1 d	1,78	21427,12	42,85	13,31	2nap 24T16=48,25//0,15
Voile 2 a	1,76	22633,05	45,27	13,13	2nap 23T16=46,24//0,15
Voile 2 b	1,76	20813,05	41,63	13,13	2nap 23T16=46,24//0,15
Voile 2 c	1,76	20029,96	40,06	13,13	2nap 23T16=46,24//0,15

Voile 2 d	1,76	20888,17	41,78	13,13	2nap 23T16=46,24//0,15
Voile 3 a	1,28	16058,94	32,12	9,56	2nap 17T16=34,18//0,15
Voile 3 b	1,28	14731,51	29,46	9,56	2nap 17T16=34,18//0,15
Voile 3 c	1,28	14051,46	28,10	9,56	2nap 17T16=34,18//0,15
Voile 3 d	1,29	15240,98	30,48	9,56	2nap 17T16=34,18//0,15
Voile 4 a	1,25	15194,98	30,39	9,38	2nap 17T16=34,18//0,15
Voile 4 b	1,26	14870,61	29,74	9,38	2nap 17T16=34,18//0,15
Voile 4 c	1,25	13325,89	26,65	9,38	2nap 17T16=34,18//0,15
Voile 4 d	1,25	13188,15	26,38	9,38	2nap 17T16=34,18//0,15
Voile 5 a	1,06	13367,57	26,74	7,88	2nap 14T16=28,15//0,15
Voile 5 b	1,06	12736,84	25,47	7,88	2nap 14T16=28,15//0,15
Voile 5 c	1,06	12512,42	25,02	7,88	2nap 14T16=28,15//0,15
Voile 5 d	1,06	12284,56	24,57	7,88	2nap 14T16=28,15//0,15
Voile 6 a	1,03	12266,59	24,53	7,69	2nap 14T16=28,15//0,15
Voile 6 b	1,03	12184,85	24,37	7,69	2nap 14T16=28,15//0,15
Voile 6 c	1,03	11401,93	22,80	7,69	2nap 14T16=28,15//0,15
Voile 6 d	1,03	12093,91	24,19	7,69	2nap 14T16=28,15//0,15
Voile 7 a	0,95	11953,21	23,91	7,13	2nap 13T16=26,14//0,15
Voile 7 b	0,95	11143,44	22,29	7,13	2nap 13T16=26,14//0,15
Voile 7 c	0,95	10907,96	21,82	7,13	2nap 13T16=26,14//0,15
Voile 7 d	0,95	9377,32	18,75	7,13	2nap 13T16=26,14//0,15
Voile 8 a	0,90	11984,60	23,97	6,75	2nap 12T16=24,13//0,15
Voile 8 b	0,90	10891,40	21,78	6,75	2nap 12T16=24,13//0,15
Voile 8 c	0,90	10801,31	21,60	6,75	2nap 12T16=24,13//0,15
Voile 8 d	0,90	9342,62	18,69	6,75	2nap 12T16=24,13//0,15
Voile 9 a	0,70	8815,26	17,63	5,25	2nap 9T16=18,10//0,15
Voile 9 b	0,70	7903,18	15,81	5,25	2nap 9T16=18,10//0,15
Voile 9 c	0,70	7859,28	15,72	5,25	2nap 9T16=18,10//0,15
Voile 9 d	0,70	7265,03	14,53	5,25	2nap 9T16=18,10//0,15

Tableau 5.37: Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical.

b. Calcul de l'espacement :

b.1. Selon BAEL91 :

$$S_t \leq \min(2a ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2 \times 25 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(50 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

b.2. Selon RPA99/V2003 :

$$S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(1.5 \times 40 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(60 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

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

b.3. D'après le RPA99/V2003 :

$$\text{Zone d'about : } A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.015 \times 3.55 \times 0.25 = 13.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{\min} = 0.10\% \times b \times h = 0.010 \times 3.55 \times 0.25 = 8.88 \text{ cm}^2$$

b.4. Armatures finales :

$$A_{\max} = (A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}})$$

$$A = 48.25 \text{ cm}^2$$

b.5. Espacement :

$$S_t = \min(1.5b; 30) = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone d'about.}$$

c. Armatures horizontales :

c.1. D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{48.25}{4} = 12.06 \text{ cm}^2$$

C.2. D'après le RPA 99V2003 :

$$A_h = 0.15 \times e \times L = 0.15 \times 3.55 \times 0.25 = 13.3 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = T14 // 0.15$

	$A_{\text{calculée}}$	Armatures horizontales	D'après le RPA 99V2003
Voile 1 a	12,06	2nap T14//0,15	13,31
Voile 1 b	12,06	2nap T14//0,15	13,31
Voile 1 c	12,06	2nap T14//0,15	13,31
Voile 1 d	12,06	2nap T14//0,15	13,31
Voile 2 a	11,56	2nap T14//0,15	13,13
Voile 2 b	11,56	2nap T14//0,15	13,13
Voile 2 c	11,56	2nap T14//0,15	13,13
Voile 2 d	11,56	2nap T14//0,15	13,13

Voile 3 a	8,55	2nap T14//0,15	9,56
Voile 3 b	8,55	2nap T14//0,15	9,56
Voile 3 c	8,55	2nap T14//0,15	9,56
Voile 3 d	8,55	2nap T14//0,15	9,56
Voile 4 a	8,55	2nap T14//0,15	9,38
Voile 4 b	8,55	2nap T14//0,15	9,38
Voile 4 c	8,55	2nap T14//0,15	9,38
Voile 4 d	8,55	2nap T14//0,15	9,38
Voile 5 a	7,04	2nap T14//0,15	7,88
Voile 5 b	7,04	2nap T14//0,15	7,88
Voile 5 c	7,04	2nap T14//0,15	7,88
Voile 5 d	7,04	2nap T14//0,15	7,88
Voile 6 a	7,04	2nap T14//0,15	7,69
Voile 6 b	7,04	2nap T14//0,15	7,69
Voile 6 c	7,04	2nap T14//0,15	7,69
Voile 6 d	7,04	2nap T14//0,15	7,69
Voile 7 a	6,54	2nap T14//0,15	7,13
Voile 7 b	6,54	2nap T14//0,15	7,13
Voile 7 c	6,54	2nap T14//0,15	7,13
Voile 7 d	6,54	2nap T14//0,15	7,13
Voile 8 a	6,03	2nap T14//0,15	6,75
Voile 8 b	6,03	2nap T14//0,15	6,75
Voile 8 c	6,03	2nap T14//0,15	6,75
Voile 8 d	6,03	2nap T14//0,15	6,75
Voile 9 a	4,53	2nap T14//0,15	5,25
Voile 9 b	4,53	2nap T14//0,15	5,25
Voile 9 c	4,53	2nap T14//0,15	5,25
Voile 9 d	4,53	2nap T14//0,15	5,25

Tableau 5.38 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage horizontal.

5.3.7. Les vérifications :

a. Vérification de contrainte de cisaillement :

a.1. Selon le RPA :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 (art 7.7.2)]à :

$$\tau < \bar{\tau}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{126.13}{3.55 \times 0.25} = \mathbf{0.142 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = \mathbf{5 \text{ MPA}}$$

$\tau = 0.142 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

a.2. Selon le BAEL :

On doit vérifier que :

$$T_u < \bar{T}_u$$

T_u : Contrainte de cisaillement.

On a aussi :

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

$$T_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{126.13}{3.55 \times 0.25} = 0.142 \text{ MPa}$$

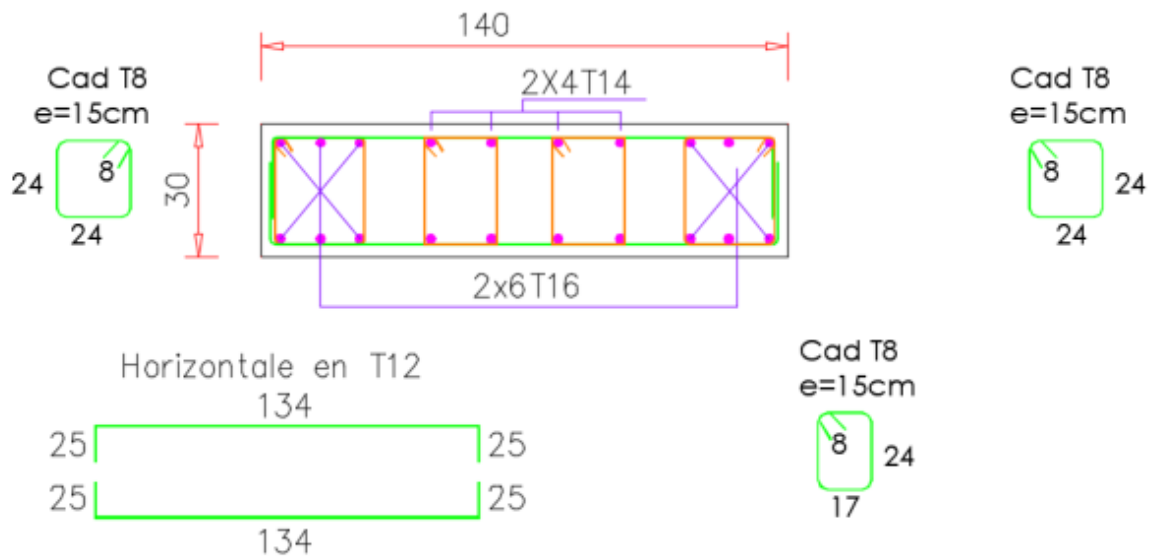
$T_u = 0.142 \text{ MPa} < \bar{T}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

	ep	L	h	H	τ	$\bar{\tau}$	$\tau < \bar{\tau}$	T_u	$\bar{T}_u$	$T_u < \bar{T}_u$
Voile 1 a	0,25	3,55	3,42	126,13	0,14	5	Condition vérifiée	0,14	2,5	Condition vérifiée
Voile 1 b	0,25	3,55	4	128,97	0,15	5	Condition vérifiée	0,15	2,5	Condition vérifiée
Voile 1 c	0,25	3,55	3,06	363,76	0,41	5	Condition vérifiée	0,41	2,5	Condition vérifiée
Voile 1 d	0,25	3,55	3,24	248,41	0,28	5	Condition vérifiée	0,28	2,5	Condition vérifiée
Voile 2 a	0,25	3,5	3,42	111,63	0,13	5	Condition vérifiée	0,13	2,5	Condition vérifiée
Voile 2 b	0,25	3,5	4	204,95	0,23	5	Condition vérifiée	0,23	2,5	Condition vérifiée
Voile 2 c	0,25	3,5	3,06	336,69	0,38	5	Condition vérifiée	0,38	2,5	Condition vérifiée
Voile 2 d	0,25	3,5	3,24	306,99	0,35	5	Condition vérifiée	0,35	2,5	Condition vérifiée
Voile 3 a	0,25	2,55	3,42	20,83	0,03	5	Condition vérifiée	0,03	2,5	Condition vérifiée
Voile 3 b	0,25	2,55	4	389,45	0,61	5	Condition vérifiée	0,61	2,5	Condition vérifiée
Voile 3 c	0,25	2,55	3,06	-48,83	0,08	5	Condition vérifiée	0,08	2,5	Condition vérifiée
Voile 3 d	0,25	2,55	3,24	-41,41	0,06	5	Condition vérifiée	0,06	2,5	Condition vérifiée
Voile 4 a	0,25	2,5	3,42	44,63	0,07	5	Condition vérifiée	0,07	2,5	Condition vérifiée
Voile 4 b	0,25	2,5	4	-303,5	0,49	5	Condition vérifiée	0,49	2,5	Condition vérifiée

Voile 4 c	0,25	2,5	3,06	-	233,18	0,37	5	Condition vérifiée	0,37	2,5	Condition vérifiée
Voile 4 d	0,25	2,5	3,24	-	325,18	0,52	5	Condition vérifiée	0,52	2,5	Condition vérifiée
Voile 5 a	0,25	2,1	3,42		144,33	0,27	5	Condition vérifiée	0,27	2,5	Condition vérifiée
Voile 5 b	0,25	2,1	4	-	217,69	0,41	5	Condition vérifiée	0,41	2,5	Condition vérifiée
Voile 5 c	0,25	2,1	3,06	-	64,65	0,12	5	Condition vérifiée	0,12	2,5	Condition vérifiée
Voile 5 d	0,25	2,1	3,24		58,66	0,11	5	Condition vérifiée	0,11	2,5	Condition vérifiée
Voile 6 a	0,25	2,05	3,42		129,62	0,25	5	Condition vérifiée	0,25	2,5	Condition vérifiée
Voile 6 b	0,25	2,05	4	-	165,58	0,32	5	Condition vérifiée	0,32	2,5	Condition vérifiée
Voile 6 c	0,25	2,05	3,06	-	220,01	0,43	5	Condition vérifiée	0,43	2,5	Condition vérifiée
Voile 6 d	0,25	2,05	3,24	-	158,96	0,31	5	Condition vérifiée	0,31	2,5	Condition vérifiée
Voile 7 a	0,25	1,9	3,42		101,15	0,21	5	Condition vérifiée	0,21	2,5	Condition vérifiée
Voile 7 b	0,25	1,9	4	-	136,43	0,29	5	Condition vérifiée	0,29	2,5	Condition vérifiée
Voile 7 c	0,25	1,9	3,06		194,48	0,41	5	Condition vérifiée	0,41	2,5	Condition vérifiée
Voile 7 d	0,25	1,9	3,24	-	126,57	0,27	5	Condition vérifiée	0,27	2,5	Condition vérifiée
Voile 8 a	0,25	1,8	3,42		228,69	0,51	5	Condition vérifiée	0,51	2,5	Condition vérifiée
Voile 8 b	0,25	1,8	4		4,45	0,01	5	Condition vérifiée	0,01	2,5	Condition vérifiée
Voile 8 c	0,25	1,8	3,06		-99,97	0,22	5	Condition vérifiée	0,22	2,5	Condition vérifiée
Voile 8 d	0,25	1,8	3,24		-39,24	0,09	5	Condition vérifiée	0,09	2,5	Condition vérifiée
Voile 9 a	0,25	1,4	3,42		94,95	0,27	5	Condition vérifiée	0,27	2,5	Condition vérifiée
Voile 9 b	0,25	1,4	4		-17,65	0,05	5	Condition vérifiée	0,05	2,5	Condition vérifiée
Voile 9 c	0,25	1,4	3,06		-16,94	0,05	5	Condition vérifiée	0,05	2,5	Condition vérifiée
Voile 9 d	0,25	1,4	3,24	-	103,54	0,30	5	Condition vérifiée	0,30	2,5	Condition vérifiée

Tableau 5.39 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Figure 5.60 : Schéma de ferrailage pour les voiles.



5.4. Voile périphérique :

5.4.1. Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 19.4 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)^2 = 0.271$$

5.4.2. Le Dimensionnement :

D'après le R.P.A.99; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on a: $e = 20 \text{ cm}$

a. Calcul des charges :

a.1. Poussée des terres :

$$P1 = K_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2}$$

Avec :

P1 : Poussée des terres

γ : Poids spécifique des terres

h : Hauteur du voile

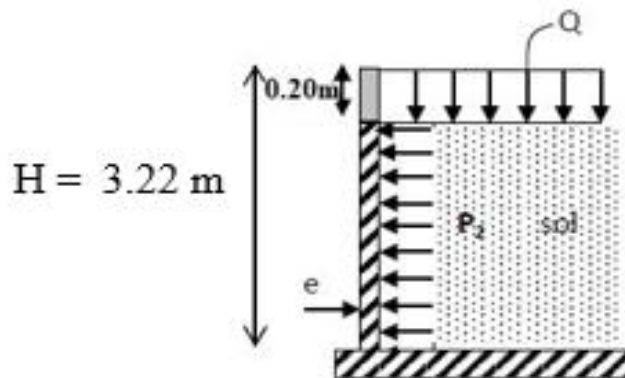


Figure 5.61 : Schéma statique d'une voile périphérique.

a.2. Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 1.35 \times 19.4 \times 3.22 \times 0.271 \times 1 = \mathbf{22.854 \text{ KN. m}}$$

$$\text{ELS : } q_s = \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 19.4 \times 3.22 \times 0.271 \times 1 = \mathbf{16.928 \text{ KN. m}}$$

b. Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3.22 \text{ m}$$

$$L_y = 6.67 \text{ m}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.22}{6.67} = 0.48$$

$$\text{si } 0.4 < p < 1$$

Donc la dalle portent en deux sens.

D'après le tableau :

$$\mathbf{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\mathbf{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.1025 \\ \mu_y = 0.3496 \end{cases}$$

c. La réduction des moments :

❖ **ELU :6.67**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0994 \times 22.854 \times 3.22^2 = \mathbf{23.554 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.2500 \times 23.554 = \mathbf{5.889 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.1025 \times 16.928 \times 3.22^2 = \mathbf{17.990 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.3496 \times 17.990 = \mathbf{6.289 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 23.554 = \mathbf{20.021 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.889 = \mathbf{5.006 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 23.554 = \mathbf{7.066 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 5.889 = \mathbf{1.767 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 17.990 = \mathbf{15.292 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.289 = \mathbf{5.346 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 17.990 = \mathbf{5.397 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 6.289 = \mathbf{1.887 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

5.4.3. Ferrailage longitudinal :

a. En travée :

a.1.Calcul des ferrailages :

• **ELU :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{20.021 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 18^2} = \mathbf{0.044} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = \mathbf{0.056}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.056 = \mathbf{0.978}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{20.021 \times 10^3}{0.978 \times 435 \times 18} = \mathbf{2.62 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T14 = **10.78cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

	Sens xx		Sens yy	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis
μ	0.044	0.015	0.011	0.004
α	0.056	0.019	0.014	0.005
β	0.978	0.992	0.995	0.998
$A_s [\text{cm}^2]$	2.62	0.90	0.64	0.023
$A_{\text{choi}}[\text{cm}^2]$	5.50	5.50	5.50	5.50
	7T10	7T10	7T10	7T10

Tableau 5.40 : Ferrailage longitudinal.

a.2. Vérification à l'ELU :

a.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.74 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.74 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

a.2.2. Espacement des barres :

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

- Armatures principales :

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

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

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée

	Sens xx		Sens yy	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis
$A_{\text{choi}}[\text{cm}^2]$	5.50	5.50	5.50	5.50
$A_{\min}[\text{cm}^2]$	1.74	1.74	1.74	1.74
$A_s \geq A_{\min}$	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau 5.41 : Vérification à l'ELU.

a.3. Vérification à l'ELS :

a.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 82.5 \times yl - 1485$$

$$yl = \mathbf{4.69 \text{ cm}}$$

a.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 4.69^3}{3} + 15 \times (5.50 \times (18 - 4.69)^2)$$

$$I = \mathbf{18054.10 \text{ cm}^4}$$

a.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{15.292 \times 10^3}{18054.10} \times 4.69 = \mathbf{3.97 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.97 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

a.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 15.292 \times 10^3}{18054.10} \times (18 - 4.69) = \mathbf{169.15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{169.15 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

	Sens xx		Sens yy	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis
yl[cm]	4.69	4.69	4.69	4.69
I [cm ⁴]	18054.10	18054.10	18054.10	18054.10
σ_{bc} [MPa]	3.97	1.40	1.39	0.49
$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15	15	15

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V
σ_s [MPa]	169.15	59.70	59.19	20.87
$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	196.77	196.77	196.77	196.77
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau 5.42 : Vérification à l'ELS.

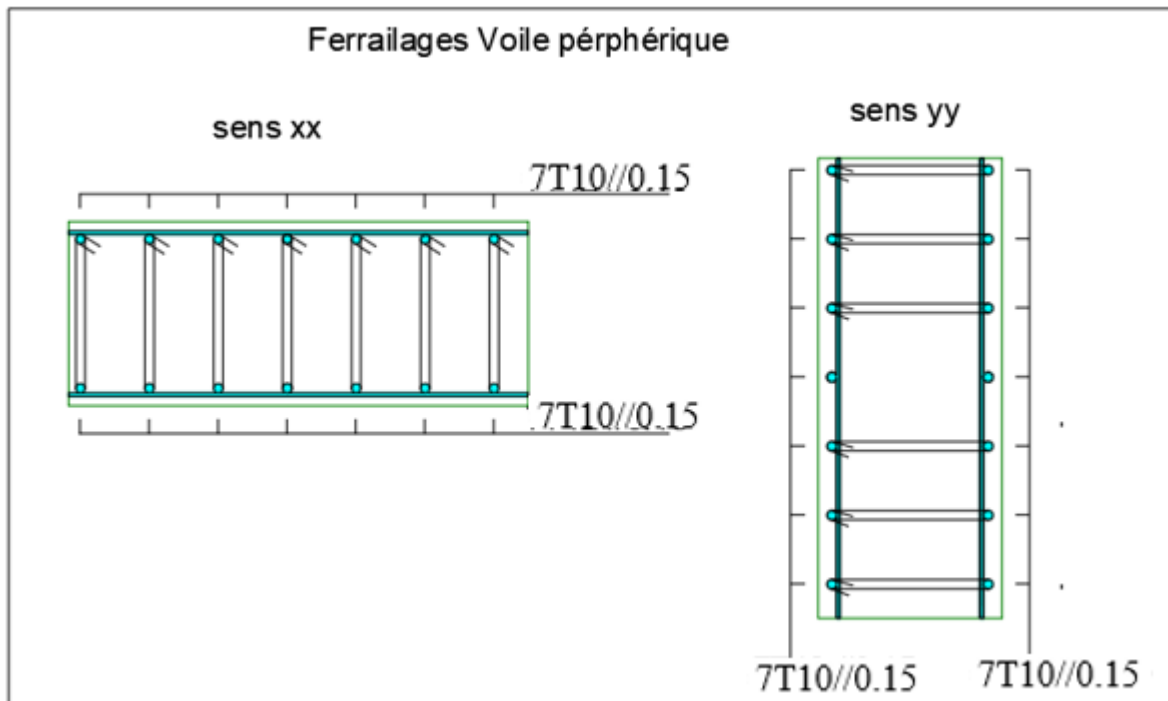


Figure 5.62: Ferrailage d'une voile porphyrique.

5.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé au ferrailage des principaux éléments de la structure en nous basant sur les efforts internes obtenus à partir de la modélisation réalisée sous le logiciel Robot. Le dimensionnement des armatures a été effectué conformément aux règlements en vigueur (CBA93, BAEL91 et RPA99 Version 2003), afin d'assurer la résistance, la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Les résultats obtenus permettent de garantir un comportement satisfaisant des différents éléments structuraux sous les sollicitations considérées.

CHAPITRE 06 : ETUDE DE FONDATION

6.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

6.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continuent sous mur.
- ❖ Les semelles continuent sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

6.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux.
- ❖ Les puits.

6.2. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de **462. 175 m²**, ainsi que le poids de la structure **W = 46062. 80 KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.
- ❖ Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$.

Avec :

S_S : Est la surface de la semelle.

S_B : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{sol}} S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec : $N_{ser} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a : $N = 43357,89 + 9559,74 = \mathbf{52917.63 \text{ KN}}$

$$S_S = \frac{52917.63}{200} = \mathbf{264.59 \text{ m}^2}$$

Vérification :

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \frac{264.59}{462.175} = 0.57 \leq 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.
- ❖ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ❖ La facilité de son exécution.

6.3. Etude de radier :

6.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

a. Condition de rigidité :

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

L_e : Est la longueur élastique.

L_{max} : La plus grande distance entre deux voiles = 6.67 m.

b : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation 3.2×10^6 MPa

I : Inertie d'une bande d'une largeur de 1m du radier $I = \frac{bh_r^3}{12}$.

h_r : Hauteur du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40 \text{ MN/m}^3$.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 6.67^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \mathbf{1.07 \text{ m}}$$

b. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{6.67}{8} \leq h_r \leq \frac{6.67}{5}$$

$$0.83 \leq h_r \leq 1.33$$

$$h_r = \mathbf{1.10 \text{ m}}$$

c. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 6.67\text{m} \\ L_y = 6.75 \text{ m} \end{cases}$$

Avec : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

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

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.67}{6.75} = 0.99 \text{ Si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

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

q : Charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{52914.92}{506.167} = \mathbf{104.54 \text{ KN/m}^2}$$

$$T_x = 104.54 \times \frac{6.67 \times 6.75}{(2 \times 6.67 + 6.75)} = \mathbf{234.28 \text{ KN/ml}}$$

$$T_y = 104.54 \times \frac{6.75}{3} = \mathbf{235.22 \text{ KN/ml}}$$

$$T_{max} = (T_x ; T_y) = \mathbf{235.22 \text{ KN/ml}}$$

$$h_r \geq \frac{T_{max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{235.22}{0.9 \times 1 \times 3 \times 10^3} = \mathbf{0.87 \text{ m}}$$

d. Condition de non poinçonnement :

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

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0.25 + h + 4.5 + h) = 0.5 + 2h + 9 + 2h \\ = 9.5 + 4h$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure $N_u = \mathbf{5690.38 \text{ KN}}$

Appliquée sur une voile de section $(20 \times 450)\text{cm}^2$.

$$5690.38 \leq 0.045 \times (9.5 + 4h) \times h \times 16.67$$

$$5690.38 \leq 0.75h \times (9.5 + 4h)$$

$$5690.38 \leq 7.13h + 3h^2$$

$$h \geq 42.5 \text{ cm}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 1.00 \text{ m}$. Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

6.4. Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$$h_r = 110 \text{ cm et surface du radier : } S = 506.167 \text{ cm}^2$$

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment, on prend la hauteur du radier égale

$$h = 110 \text{ cm.}$$

6.4.1. Hauteur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{667}{10} = 67 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 110 \text{ cm}$

6.4.2. Epaisseur de la dalle du radier :

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{667}{20} = 33 \text{ cm}$$

On prend $e = 45 \text{ cm}$

6.5. Combinaison d'action :

6.5.1. Vérification des contraintes sous radier :

a. A L'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 3.35 + 0.64}{4} = 2.67 \text{ MPa}$$

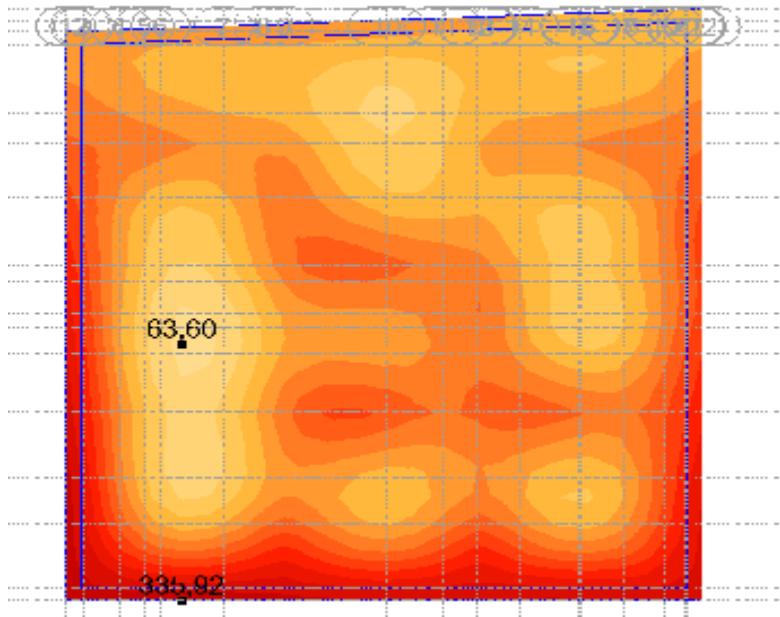


Figure 6.63 : Cartographies A L'ELU.

6.5.1.2. A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 2.44 + 0.46}{4} = 1.95 \text{ MPa}$$

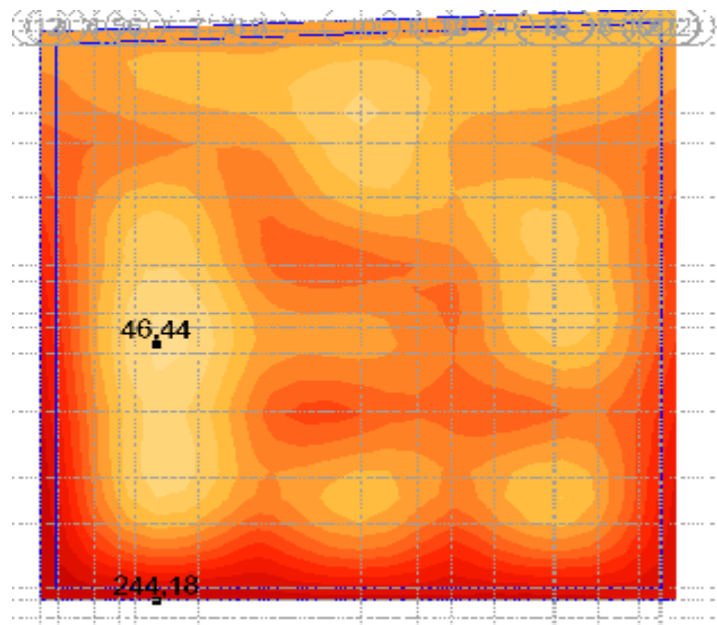


Figure 6.64 : Cartographies A L'ELS.

6.6. Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

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

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

$$52905.01 \text{ KN} > 1.5 \times 506.167 \times 10 \times 3.42$$

53510.89 KN > 25966.37 KN Condition vérifiée.

6.7. Ferrailage du radier

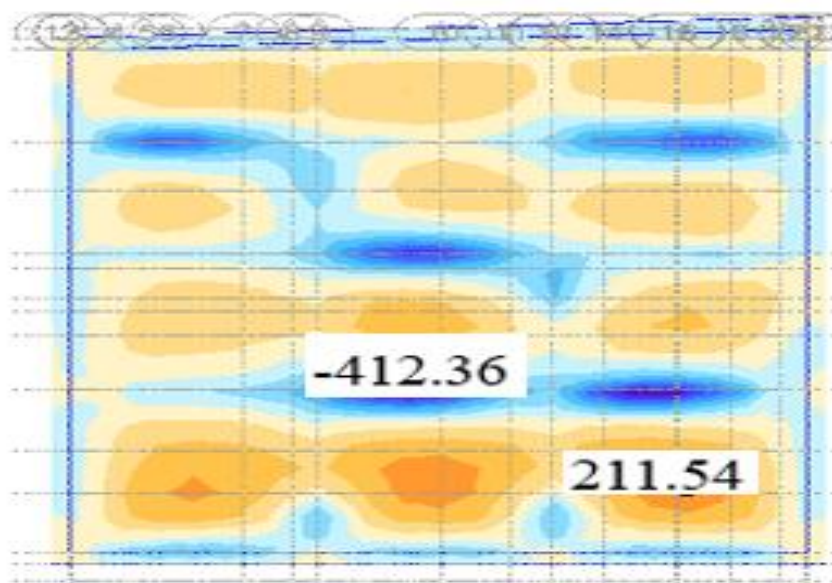


Figure 6.65 : Moments ELU sens xx.

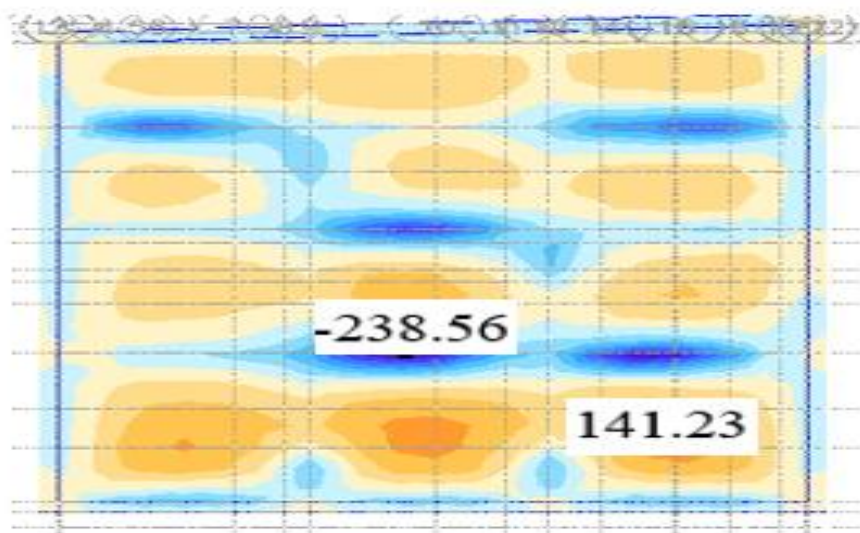


Figure 6.66 : Moments ELS sens xx.

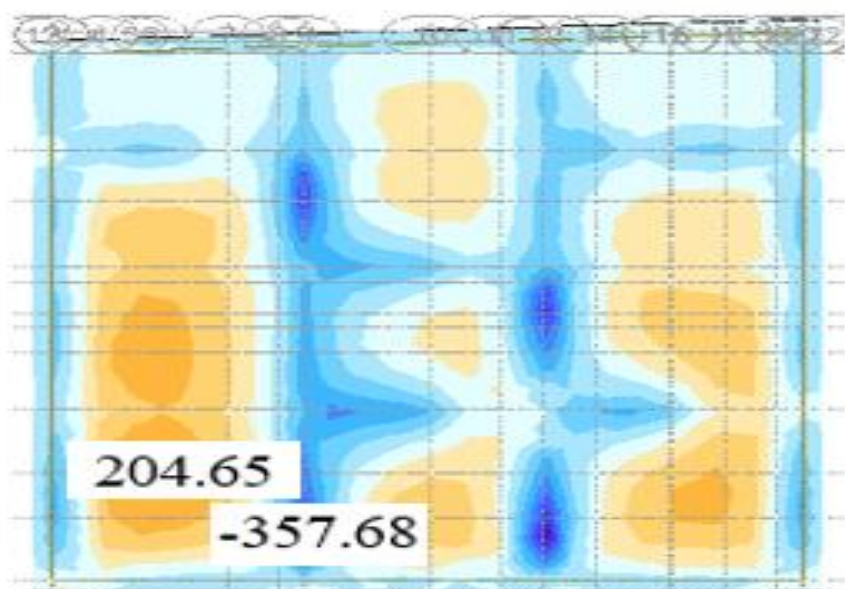


Figure 6.67 : Moments ELU sens yy.

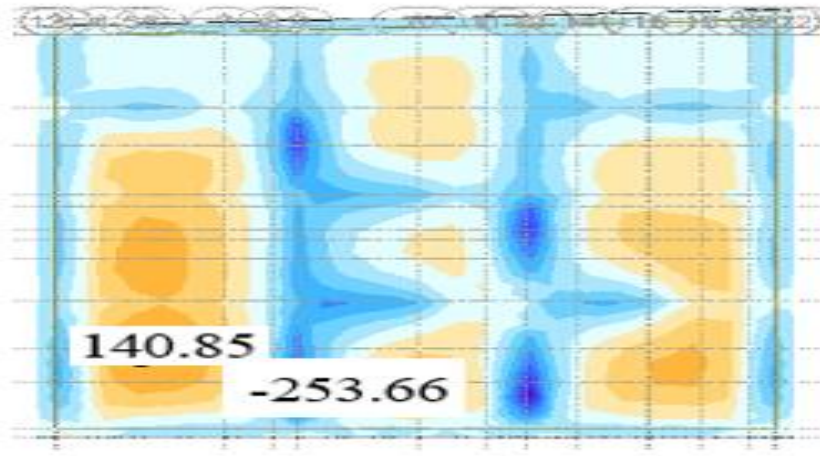


Figure 6.68 : Moments ELS sens yy.

6.7.5. Ferrailage longitudinal :

a. En travée :

a.1. Calcul des ferrailages :

- ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{412.36 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 40^2} = \mathbf{0.181} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.181}) = \mathbf{0.252}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.252 = \mathbf{0.8854}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{433.34 \times 10^3}{0.854 \times 435 \times 40} = \mathbf{36.06 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T16 + 7T16 = **36.06 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

	Sens xx		Sens yy	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis
μ	0.181	0.093	0.157	0.090
α	0.252	0.122	0.215	0.118
β	0.889	0.951	0.9134	0.953
$A_s [\text{cm}^2]$	26.36	12.78	22.49	12.35
$A_{\text{choi}} [\text{cm}^2]$	36.06	21.99	36.06	21.99
	7T16+7T20	7T20	7T16+7T20	7T20

Tableau 6.43 : Ferrailage longitudinal.

a.2. Vérification à l'ELU :

a.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 40 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{3.86 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{3.86 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{36.06 \text{ cm}^2} \text{Condition vérifiée.}$$

a.2.2. Espacement des barres :

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

- Armatures principales :

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

$$S_t \leq \min(90 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{Condition vérifiée.}$$

	Sens xx		Sens yy	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis
$A_{\text{choi}}[\text{cm}^2]$	36.06	21.99	36.06	21.99
$A_{\min}[\text{cm}^2]$	3.86	3.86	3.86	3.86
$A_s \geq A_{\min}$	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau 6.44 : Vérification à l'ELU.

a.3. Vérification à l'ELS :

a.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 540.90 \times yl - 21636$$

$$yl = \mathbf{16.08 \text{ cm}}$$

a.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 16.08^3}{3} + 15 \times (36.06 \times (40 - 16.08)^2)$$

$$I = \mathbf{448076.35 \text{ cm}^4}$$

a.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{238.56 \times 10^3}{448076.35} \times 16.08 = \mathbf{8.53 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{8.53 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

a.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 238.56 \times 10^3}{448076.35} \times (40 - 16.08) = \mathbf{191 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{191 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

	Sens xx		Sens yy	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis
yl[cm]	16.08	13.28	16.08	13.28
I [cm⁴]	448076.35	313567.15	448076.35	313567.15
σ_{bc}[MPa]	8.56	5.98	8.46	5.96
$\overline{\sigma}_{bc}$[MPa]	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V
σ_s[MPa]	191	180.54	188.67	180.05
$\overline{\sigma}_s$[MPa]	196.77	196.77	196.77	196.77
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau 6.45 : Vérification à l'ELS sens x-x.

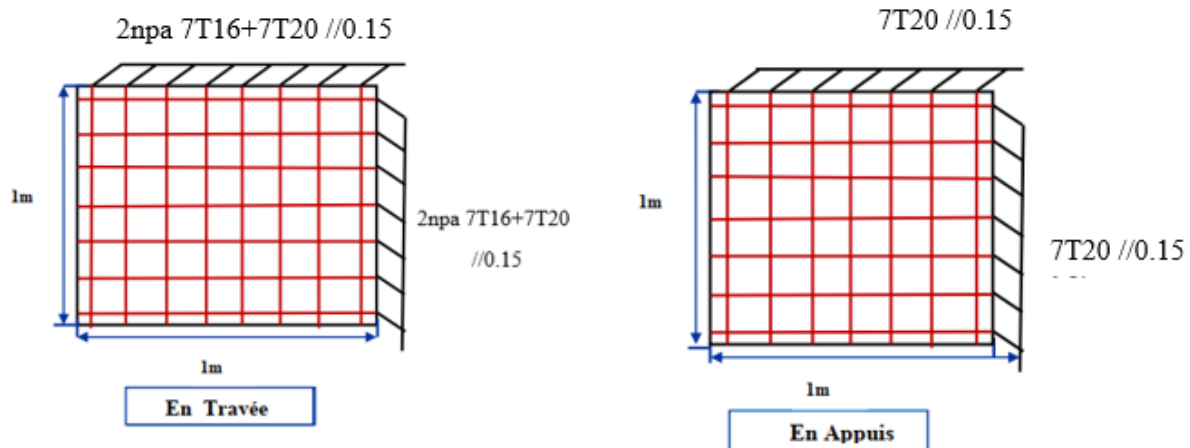


Figure 6.69 : Schéma de ferrailage pour le radier.

6.8. Ferrailage de la poutre nervure

6.8.1. En appuis :

a. Calcul des ferrailages :

- ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1085.13 \times 10^3}{40 \times 14.2 \times 105^2} = \mathbf{0.173} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.173}) = \mathbf{0.237}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.237 = \mathbf{0.905}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1085.13 \times 10^3}{0.905 \times 435 \times 105} = \mathbf{26.28 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T20 = **28.27 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

	En appuis	En travée
M	1085.13	1067.75
μ	0.173	0.171
α	0.240	0.235
β	0.904	0.906
A_s [cm²]	26.28	25.80
A_{choi}[cm²]	47.12	47.12
	15T20	15T20

Tableau 6.46 : Ferrailage longitudinal.

a. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 105 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{3.04 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{3.04 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{24.13 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

a.2. RPA :

$$A_{\text{RPA}} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 50 \times 105 = \mathbf{21 \text{ cm}^2}$$

$A_{\text{RPA}} = \mathbf{21 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{24.13 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

	En appuis	En travée
A_{choi}[cm²]	47.12	47.12
A_{min}[cm²]	3.04	3.04
A_s ≥ A_{min}	C.V	C.V
A_{RPA}[cm²]	21	21
A_s ≥ A_{RPA}	C.V	C.V

Tableau 6.47 : Vérification à l'ELU.

b. Vérification à l'ELS :**b.1. Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 20 \times y_l^2 + 706.8 \times y_l - 74214$$

$$y_l = 45.76 \text{ cm}$$

b.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{30 \times 45.76^2}{3} + 15 \times (47.12 \times (105 - 45.76)^2)$$

$$I = 3758033.59 \text{ cm}^4$$

b.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{786.10 \times 10^3}{3758033.59} \times 39.76 = 9.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

a.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 788.10 \times 10^3}{3758033.59} \times (105 - 45.76) = 185.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 185.89 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

	En appuis	En travée
M	786.10	775.09
y_l[cm]	45.76	45.76
I [cm⁴]	3758033.59	3758033.59
σ_{bc}[MPa]	9.57	9.44

$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V
σ_s [MPa]	185.89	183.28
$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	196.77	196.77
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	C.V	C.V

Tableau 6.48 : Vérification à l'ELS.

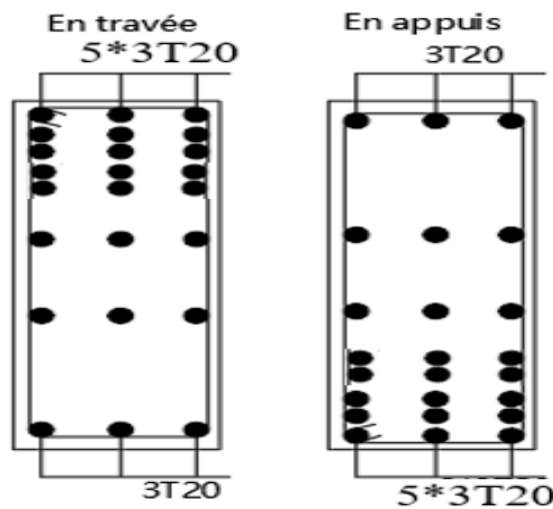


Figure 6.70 : Ferrailage de la nervure (40*110cm²).

6.9 Conclusion :

Les fondations constituent un élément essentiel de toute structure, car elles assurent la transmission des charges de la superstructure vers le sol en garantissant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Le choix du type de fondation dépend principalement des caractéristiques du sol, des charges appliquées et des conditions d'exécution. Une conception adéquate des fondations permet d'assurer un bon comportement de la structure face aux différentes sollicitations, notamment les charges verticales, les efforts horizontaux et les moments engendrés par les actions extérieures.

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration de ce projet nous a permis l'amélioration des connaissances concernant le béton armé, l'expérience dans le calcul et la conception tout en tenant compte des critères de sécurité et d'économie. Ces calculs sont fondés sur une meilleure utilisation des règlements plus récents et des logiciels qu'on a appris durant toute cette étude tels que : AUTOCAD et ROBOT, la mesure de bien interpréter les fichiers résultats. Il est à mentionner que le travail présenté contient plusieurs diversités et complexité vue ayant une forme irrégulière, de grandes portées ; aussi l'importance des murs voiles et leur exigence. L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière général une conception justifiée doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécutions. En fin nous espérons que ce projet sera pour nous le point de départ dans le domaine pratique.

BIBLIOGRAPHIE

- **Règlements :**

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [C.B.A93, D.T. R-B.C2-41.]

Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]

Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]

Jean-Pierre Mougín, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyrolles 2000. [BAEL91]

- **Mémoires :**

Carvalho Alex Luis Augusto & Fulano Valdemar Alberto (2020/2021). Eude d'un bâtiment R+10 avec. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : M. Bahar Sadek.

Hammou fatma, Harat Amina, (2021). Etude d'un bâtiment sous-sol +RDC+12étage a usage d'habitation et commercial. Encadré par : M. Bahar sadek.

- **Cours :**

1^{er} année master : béton armé, dynamique et mécanique des structures.

2^{eme} année master ; genie parasismique.

- **Outils informatiques :**

Robot structural analyses.

AUTOCAD

MS WORD

RDM6

MS EXCEL

ANNEXES

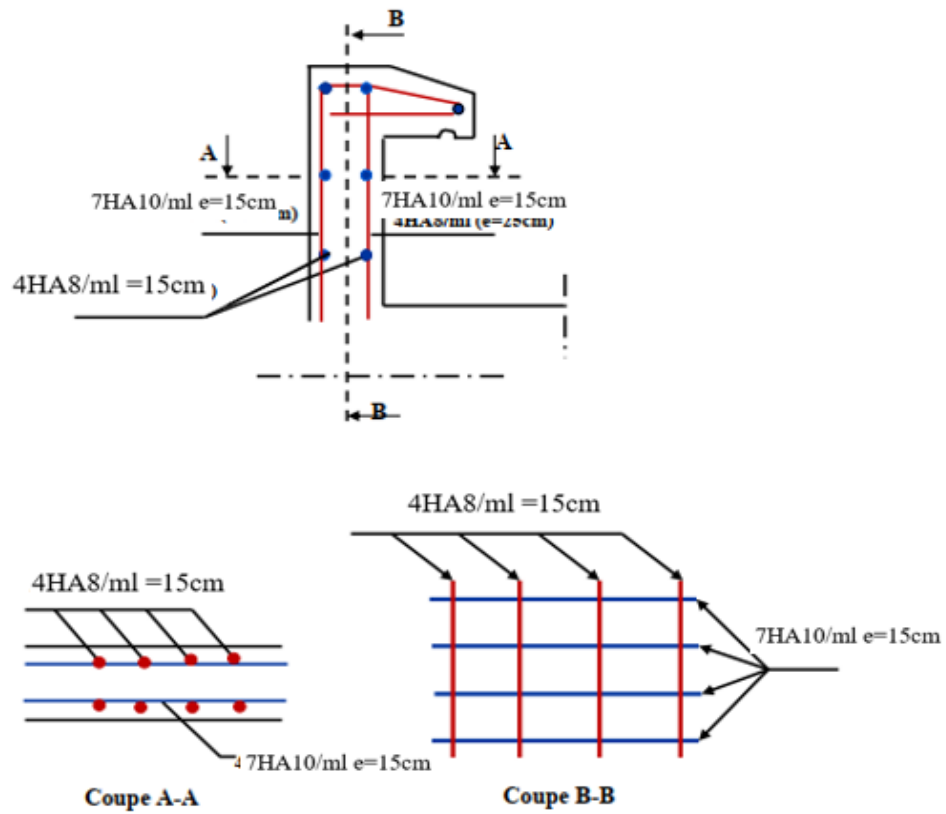


Figure 3.31: Schémas de ferrailage de l'acrotère.

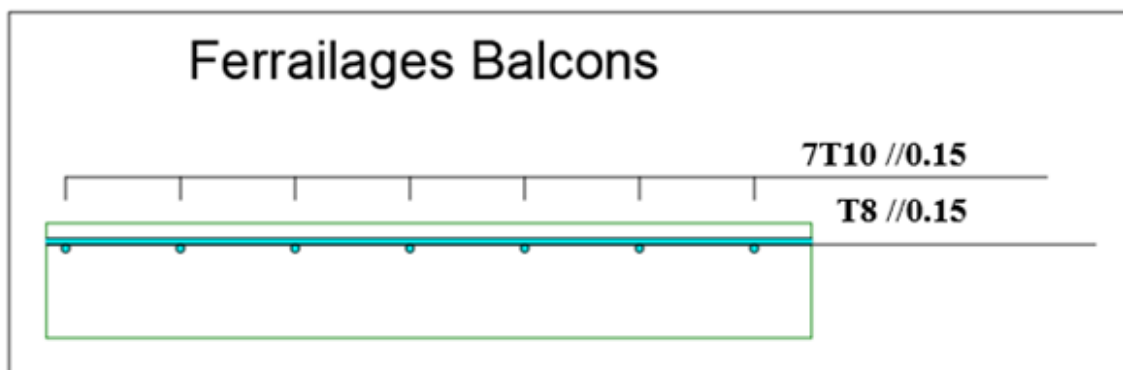


Figure 3.38 : Schéma de ferrailage balcon.

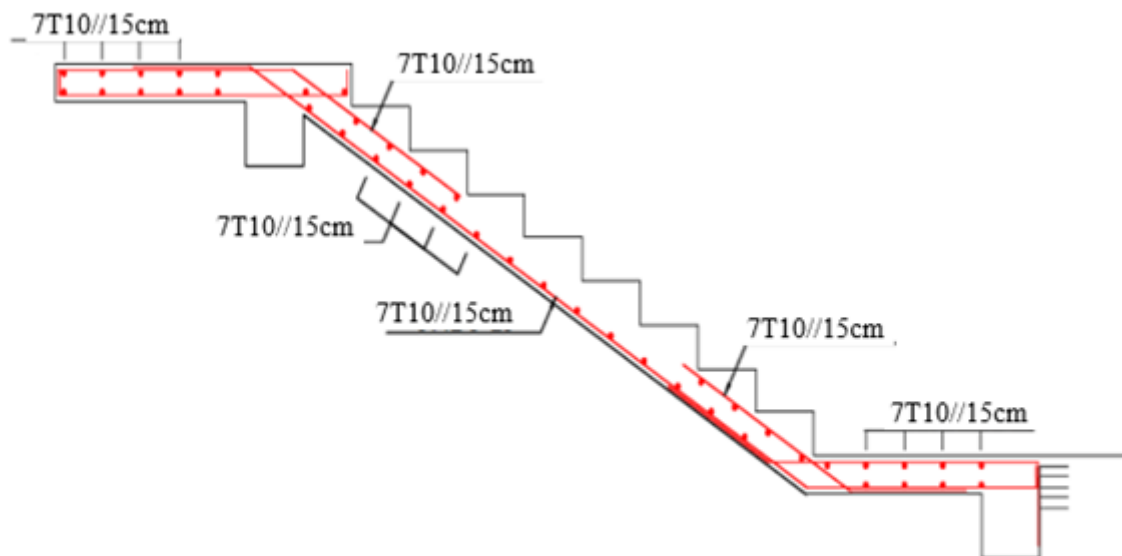


Figure 3.46 : Schéma de ferrailage pour L'escalier étage courant.

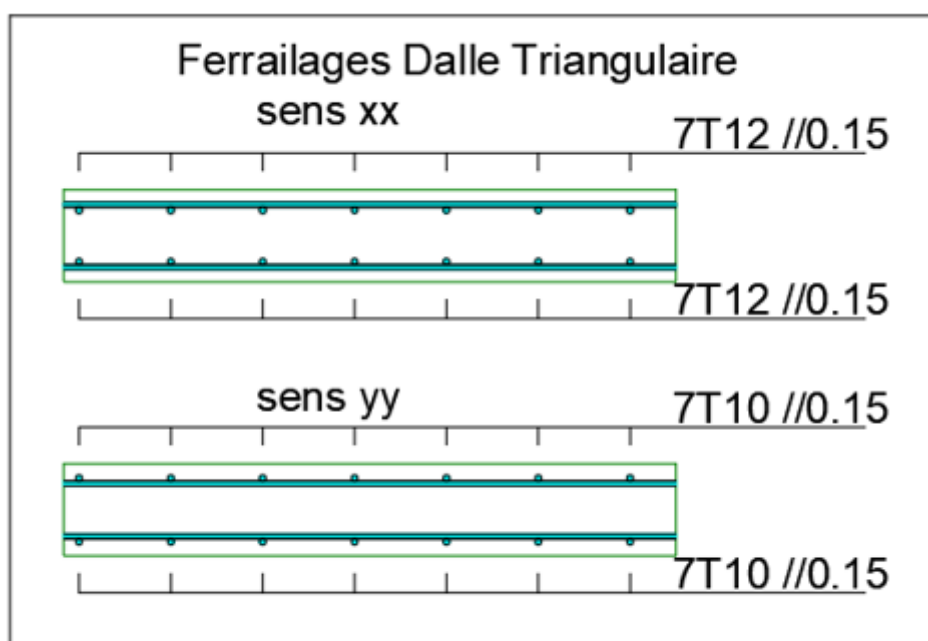


Figure 3.50 : Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.

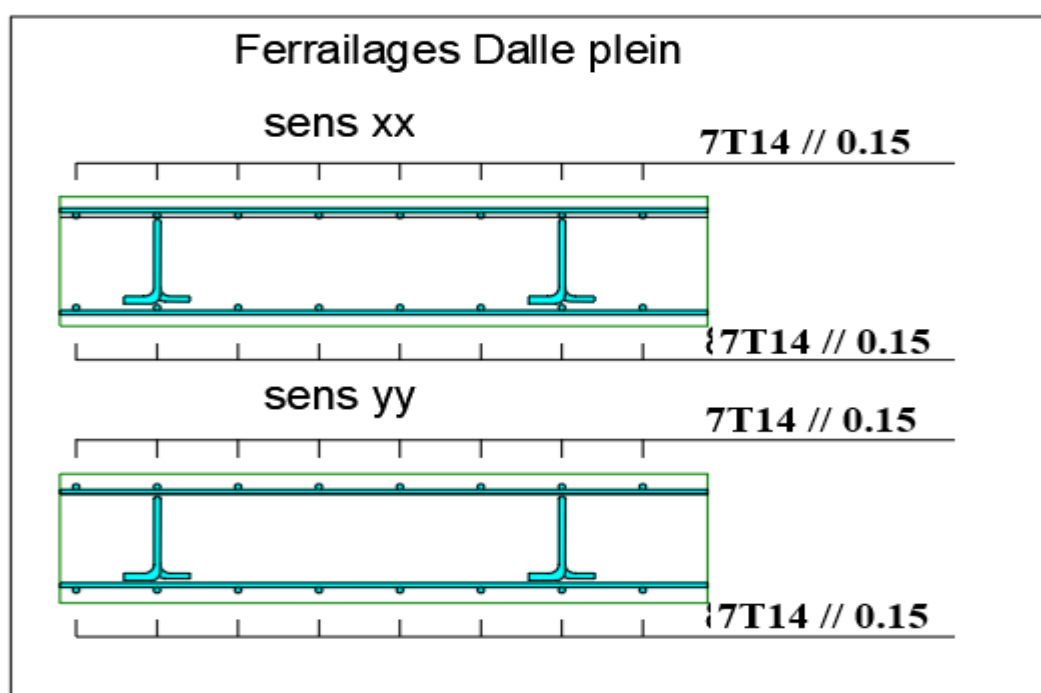


Figure 3.50 : Ferraillages Dalle plein

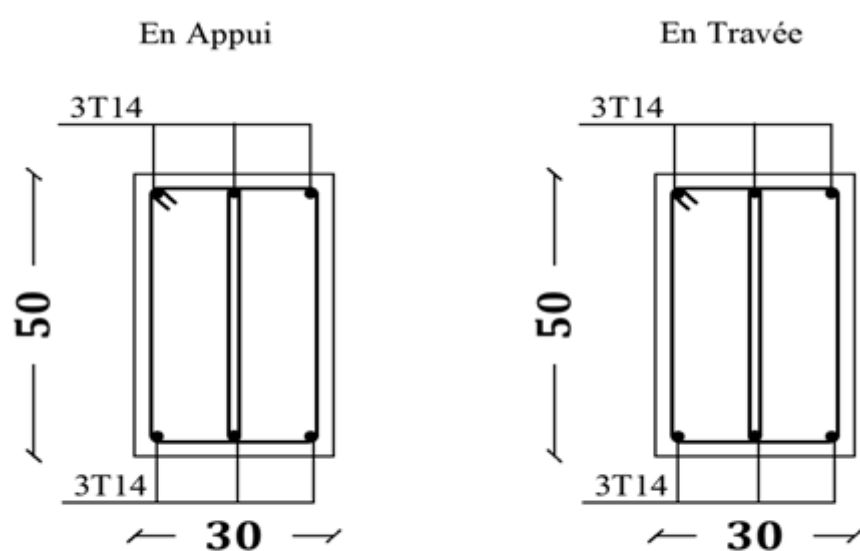


Figure 5.57 : ferrailage de poutre RDC et Terrasse (30*50cm²).

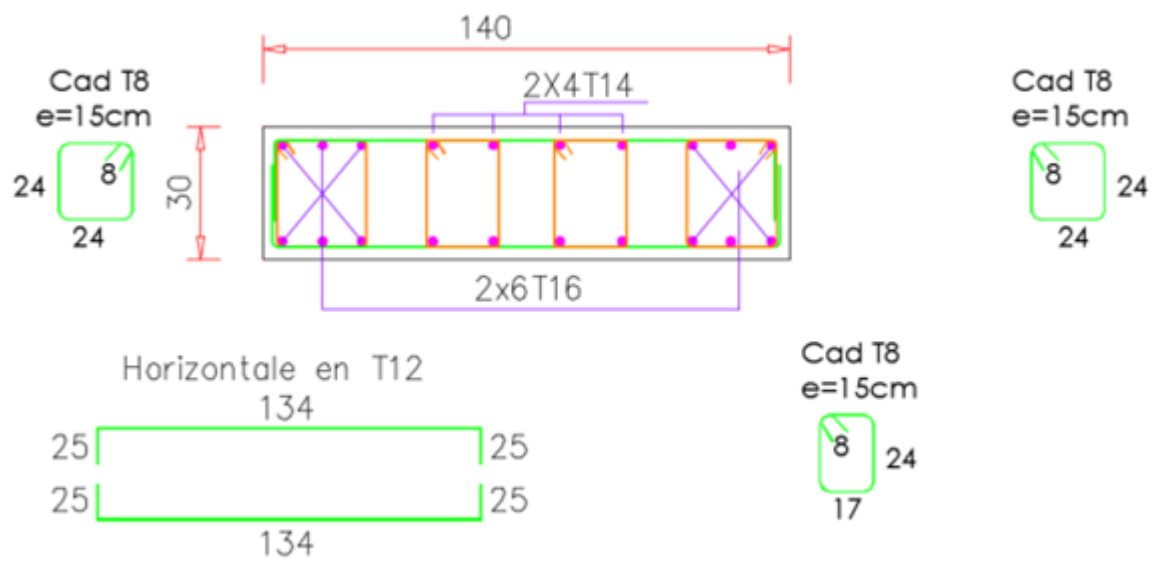


Figure 5.60 : Schéma de ferrailage pour les voiles.

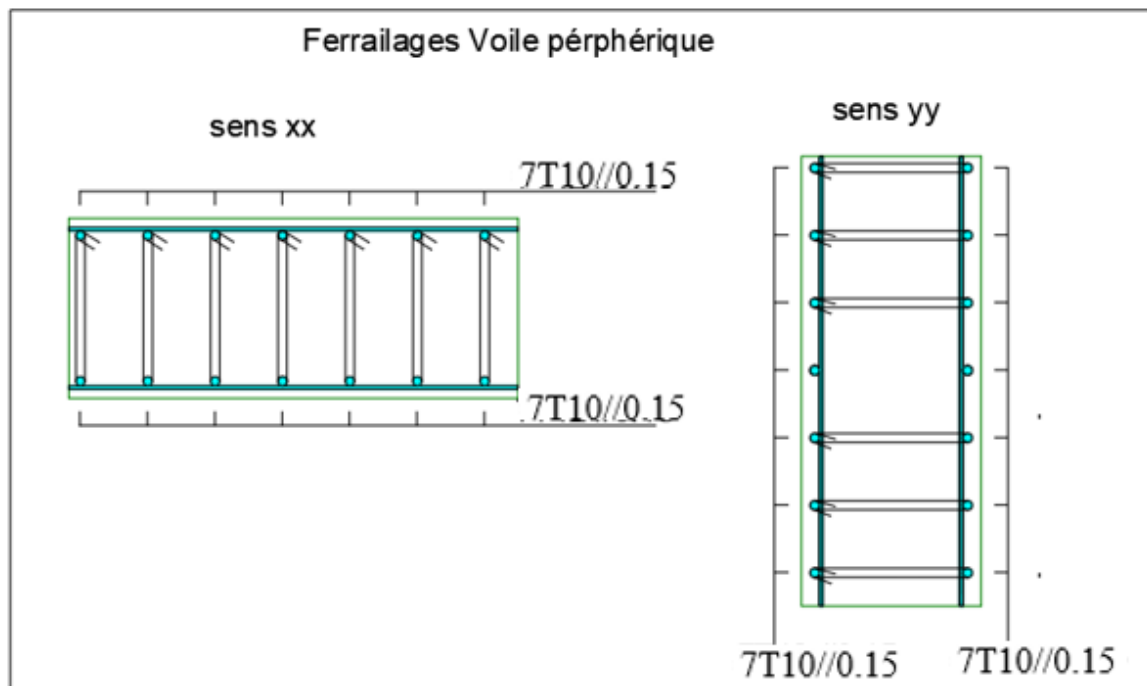


Figure 5.62: Ferrailage d'une voile périphérique.

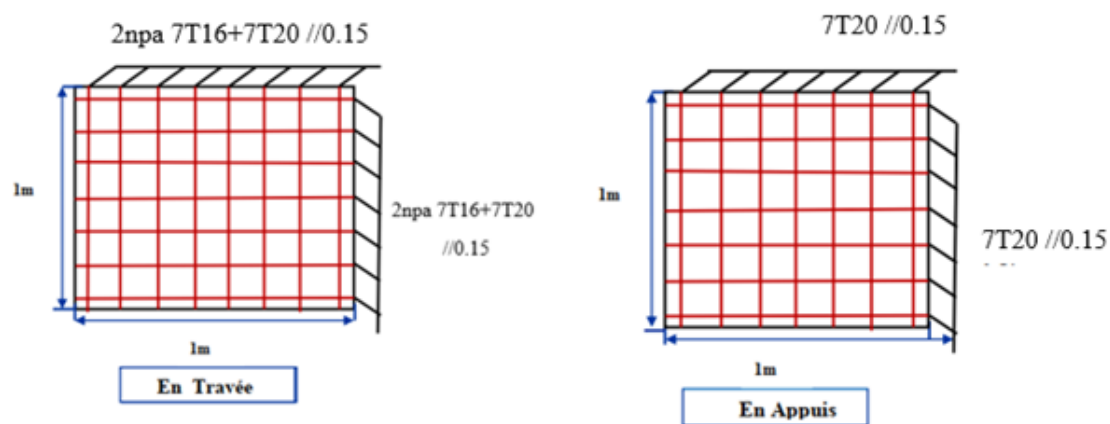


Figure 6.69 : Schéma de ferrailage pour le radier.

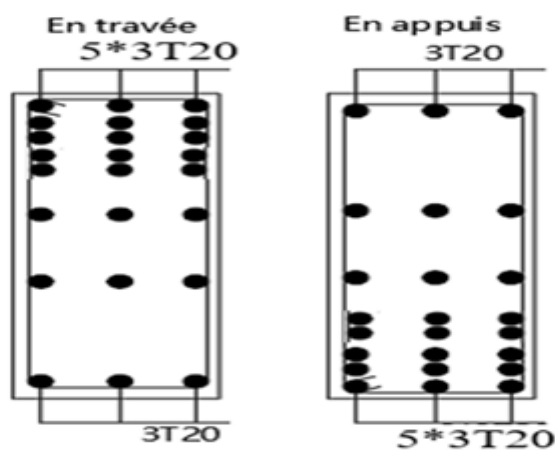


Figure 6.70 : Ferrailage de la nervure (40*110cm²).