

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MÉMOIRE

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

En : Génie Civil

Spécialité : Structures

Par : - Aissaoui lazhar

- Lefkir Yacine

Sujet

Étude d'une Clinique R+6 Avec enter-sol et sous-sol à base de hourdis et parpaing en béton et déchets de plastique transformé

Soutenu publiquement, le 12 / 07 / 2023 , devant le jury composé de :

Dr. Ziani Hocine

MCA

Univ-BBA

Président

Dr. Logzit Nacer

MCB

Univ-BBA

Examineur

Dr. Deboucha Sadek

MCA

Univ-BBA

Encadrant

شكر

- ✚ الحمد لله الذي وفقنا لإتمام هذا العمل.
- ✚ نشكر الوالدين الكريمين على دعمنا في مسارنا الدراسي.
- ✚ نشكر المؤطر دبوشة صادق على التوجيهات والمجهودات المبذولة.
- ✚ نشكر كل الأساتذة القسم الهندسة المدنية جامعة برج بوعريريج.
- ✚ نشكر كل من ساعدنا من قريب أو بعيد لإنجاز هذا العمل.



ملخص

ركز مشروع الدراسة النهائي على دراسة مبنى مصحة. الهدف من هذا المشروع هو دراسة هيكل مختلط (جدار خرساني + الأعمدة والروافد) باستخدام اللبنة الفراغية للسقف والجدران مع استعمال النفايات البلاستيكية المحولة التي أعطت نتائج جيدة مقارنة مع اللبنة الفراغية التقليدية المعمول بها. يتكون مبنى المصحة من 6 طوابق + 2 قبو من الخرسانة المسلحة (يقع في ولاية البويرة). وهدفنا هو تقليل الوزن الإجمالي للمبنى وخفض التكلفة الإجمالية للبناء. من ناحية أخرى، نستخدم المزيد من النفايات البلاستيكية لتنظيف بيئتنا. في هذه الدراسة، حصلنا على تجربة سمحت لنا بإتقان تطبيق جميع معرفتنا النظرية المكتسبة طوال فترة تكويننا، وإتقان برنامج Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 استنتجنا من هذه الدراسة، عند استخدام مواد بناء جديدة يقلل من الوزن الإجمالي للأسطح ما يقارب 30%. وحماية البيئة من النفايات الخطيرة.

Résumé

Le projet d'étude final portait sur l'étude d'un bâtiment d'une clinique. L'objectif de ce projet est d'étudier une structure mixte (Voile +portique) en utilisant hourdis pour les plancher et parpaing pour les murs extérieures à base de déchets de plastique transformé et compare les résultats avec traditionnel poids de hourdis et parpaing.

Le bâtiment de la clinique est composé de 6 étages + 2 sous-sols en béton armé (il est situé dans la wilaya de Bouira).

Notre objectif est de réduire le poids total du bâtiment et de réduire le coût total de construction.

D'autre part, nous utilisons plus de déchets plastiques pour nettoyer notre environnement.

Dans cette étude, nous avons acquis une expérience qui nous a permis de maîtriser l'application de toutes nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation, et de maîtriser un logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Nous avons conclu de cette étude que lors de l'utilisation de nouveaux matériaux de construction, le poids total de la planche diminue d'environ 30 %. et Protéger l'environnement des déchets dangereux.

Summary

The final study project concerned the study of a clinic building. The objective of this project is to study a mixed structure (Veil + portico) using slabs for the floor and concrete block for the exterior walls based on transformed plastic waste and compares the results with traditional weights of slabs and concrete blocks.

The clinic building is made up of 6 floors + 2 reinforced concrete basements (it is located in the wilaya of Bouira).

Our goal is to reduce the total weight of the building and reduce the total cost of construction.

On the other hand, we use more plastic waste to clean up our environment.

In this study, we acquired experience, which enabled us to master the application of all our theoretical knowledge acquired throughout our training, and to master software

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

We concluded from this study that when using new construction materials, the total weight of the board decreases by about 30%. And protecting the environment from hazardous waste.

Table des matières

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

| | |
|--|---|
| I.1. Présentation de l'ouvrage..... | 1 |
| I.1.1 Implantation de l'ouvrage..... | 1 |
| I.1.2 Caractéristiques architecturale | 2 |
| I.1.3. Caractéristiques géotechniques du site | 4 |
| I.1.4. Caractéristiques structurales de l'ouvrage..... | 4 |
| I.1.5. Choix du contreventement..... | 5 |
| I.2. Généralités..... | 5 |
| I.2.1. Règlements et normes utilisés..... | 5 |
| I.2.2. Méthodes de calcul aux états limites..... | 5 |
| I.2.3. Action et sollicitation..... | 6 |
| I.2.3.1. Les actions..... | 6 |
| I.2.3.2. Sollicitations..... | 6 |
| I.2.3.3. Les combinaisons des actions..... | 6 |
| I.2.4. Caractéristiques des matériaux..... | 7 |
| I.2.4.1 Béton..... | 7 |
| I.2.4.2. Acier..... | 7 |

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

| | |
|--|----|
| II .1. Introduction..... | 9 |
| II.2.Pré dimensionnement du plancher..... | 9 |
| II.2.1. Plancher corps creux..... | 9 |
| II.2.2. Plancher à dalle pleine..... | 11 |
| II.3. Pré dimensionnement des poutres..... | 11 |
| II.4. L'acrotère..... | 13 |
| II.5. Les voiles..... | 13 |
| II.6. Les escaliers..... | 14 |
| II.7. Les balcons..... | 16 |
| II.8.Evaluation des charges et surcharges..... | 17 |
| II.9. Pré dimensionnement des poteaux | 20 |
| II.9.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux..... | 20 |
| II. 9.1.1.Surface poteau le plus sollicité central..... | 20 |
| II.9.1.2. Surface poteau le plus sollicité rive..... | 24 |
| II.9.2. vérifications..... | 27 |
| II.10.Conclusion..... | 27 |

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

| | |
|-----------------------------------|----|
| III .1. Introduction..... | 28 |
| III.2. Calculs des planchers..... | 28 |

| | |
|--|----|
| III.2.1. Etudes des poutrelles..... | 28 |
| III.2.2. Méthode de Caquot..... | 28 |
| III.2.3. La méthode forfaitaire..... | 29 |
| III.2.4. Les type des poutrelles..... | 30 |
| III.2.5. sollicitations revenants aux poutrelles..... | 30 |
| III.2.6. Exemples de calcul poutrelle..... | 30 |
| III.2.7. Ferrailage des poutrelles..... | 36 |
| III.2.8. Vérification à nécessaire..... | 37 |
| III.2.9. Ferrailages des poutrelles..... | 38 |
| III.2.10. Dalle de compression..... | 39 |
| III.3. Etudes des balcons en dalles pleines..... | 40 |
| III.3.1. Calcul des balcons dalles pleines..... | 41 |
| III.3.2. Calcul des moments..... | 41 |
| III.3.3. Calcul du ferrailage..... | 42 |
| III.3.4. Vérification à nécessaire..... | 43 |
| III.3.5. Schéma de ferrailage..... | 44 |
| III.4. Etude des escaliers..... | 44 |
| III.4.1. Escalier de type..... | 44 |
| III.4.2. Calcul à l'ELU..... | 46 |
| III.4.3. Vérification à nécessaire..... | 47 |
| III.4.4. Schéma de ferrailage de l'escalier..... | 48 |
| III.4.5. Etude de la poutre palière..... | 48 |
| III.4.5.1. Calcul à l'ELU en flexion..... | 49 |
| III.4.5.2. Vérification à nécessaire..... | 50 |
| III.4.5.3. Calcul des armatures à la torsion..... | 51 |
| III.4.5.5. Schéma de ferrailage..... | 52 |
| III.5. Etude de l'acrotère..... | 53 |
| III.5.1. Calcul à l'ELU..... | 54 |
| III.5.2. Vérification nécessaire..... | 55 |
| III.5.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère..... | 56 |
| III.6. Etude d'ascenseur..... | 56 |
| III.6.1. Charge et surcharge de la machin..... | 56 |
| III.6.2. Calcul Des Sollicitations..... | 57 |
| III.6.3. Le ferrailage..... | 57 |
| III.6.4. Section minimales des armatures..... | 58 |
| III.6.5. Schéma de ferrailage de la salle machine..... | 59 |

Chapitre IV : Etude dynamique

| | |
|---|----|
| IV.1. Introduction..... | 60 |
| IV.2. Méthode De Calcul..... | 60 |
| IV.3. Principe de la méthode dynamique modale spectrale..... | 60 |
| IV.4. Calcul La méthode statique équivalente..... | 60 |
| IV.5. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant..... | 63 |
| IV.6. Modélisation..... | 63 |
| IV.7. Vérification RPA 99/ V 2003..... | 66 |
| IV.8. Conclusion..... | 70 |

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

| | |
|------------------------|----|
| V.1. Introduction..... | 71 |
|------------------------|----|

| | |
|---|----|
| V.2. Etude des poteaux..... | 71 |
| V.2.1. Recommandations..... | 71 |
| V.2.2. Sollicitation de calcul..... | 73 |
| V.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux..... | 73 |
| V.2.4. Vérifications nécessaires..... | 74 |
| V.2.5. Schémas de ferrailage..... | 76 |
| V.3. Etude des poutres..... | 77 |
| V.3.1. Recommandations..... | 77 |
| V.3.2. Sollicitation des poutres..... | 77 |
| V.3.3. Calcul du ferrailage des poutres..... | 78 |
| V.3.4. Vérifications nécessaires..... | 79 |
| V.3.5. Schémas de ferrailage..... | 80 |
| V.4. Étude des voiles..... | 80 |
| V.4.1. Recommandation..... | 81 |
| V.4.2. Sollicitations maximales dans le voile..... | 82 |
| V.4.3. Calcul du ferrailage dans le voile à Y-Y..... | 82 |
| V.4.4. Schéma de ferrailages de voile..... | 85 |
| V.5. Étude voile périphérique..... | 85 |
| V.5.1. Calcul de la poussée des terres..... | 85 |
| V.5.2. Calcul des sollicitations..... | 86 |
| V.5.3. Calcul du ferrailage..... | 87 |
| V.5.4. Schéma de ferrailages de voile périphérique..... | 87 |

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

| | |
|---|-----|
| VI.1. Introduction..... | 88 |
| VI.2. Combinaisons de calcul..... | 88 |
| VI.3. Reconnaissance du sol..... | 88 |
| VI.4. Plan des fondations..... | 89 |
| VI.5. Choix du type de fondation..... | 89 |
| VI.5.1. Vérification de la semelle filante..... | 89 |
| VI.5.2. Etude du Semelle filante sous voiles et poteaux sens Y-Y..... | 90 |
| VI.5.3. Etude du Semelle filante sous voiles et poteaux sens Y-Y de rive..... | 93 |
| VI.5.4. Etude du Semelle filante sous voiles et poteaux sens X-X de rive..... | 95 |
| VI.5.5. Schémas de ferrailage des semelles filantes..... | 98 |
| VI.6. La longrine..... | 99 |
| VI.6.1. Dimensionnement de la longrine..... | 99 |
| VI.6.2. Ferrailage de la longrine..... | 99 |
| VI.6.3. Schéma de ferrailage de longrine..... | 99 |
| VI.7. Conclusion..... | 100 |

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers..... | 7 |
| Tableau II.1. Dimensionnement des escaliers..... | 16 |
| Tableau II.2. Évaluations des charges de mur extérieur..... | 17 |
| Tableau II.3. Évaluations des charges de mur intérieur..... | 17 |
| Tableau II.4. Évaluation des charges de plancher terrasse..... | 18 |
| Tableau II.5. Évaluations des charges de plancher étage courant..... | 18 |
| Tableau II.6 : évaluations des charges de balcon..... | 19 |
| Tableau II.7 : Évaluations des charges de Palier..... | 19 |
| Tableau II.8 : Évaluations des charges de Paillasse..... | 19 |
| Tableau II.9. Charge permanente poteaux central..... | 21 |
| Tableau II.10. Charge d'Exploitation poteaux central..... | 23 |
| Tableau II.11. Charge permanente poteaux rive..... | 24 |
| Tableau II.12. Charge d'Exploitation poteaux rive..... | 26 |
| Tableau III.1. Types de poutrelles..... | 30 |
| Tableau III.2. Sollicitations poutrelles..... | 30 |
| Tableau III.3. Moment sur appui étage courant..... | 31 |
| Tableau III.4. Effort tranche étage courant..... | 31 |
| Tableau III.5. Moment sur travée étage courant..... | 32 |
| Tableau III.6. Moment sur appui étage courant..... | 32 |
| Tableau III.7. Effort tranche étage courant..... | 33 |
| Tableau III.8. Moment sur travée étage courant..... | 33 |
| Tableau III.9. Moment sur appui étage Terrasse..... | 34 |
| Tableau III.10. Moment sur travée étage Terrasse..... | 35 |
| Tableau III.11. Effort tranche étage Terrasse..... | 35 |
| Tableau III.12. Charge et surcharge de type de balcon..... | 41 |
| Tableau III.13. Calcul des sollicitations des balcons..... | 41 |
| Tableau III.14. Evaluation des charges de l'escalier..... | 44 |
| Tableau III.15. Charge équivalente de l'escalier..... | 45 |
| Tableau III.16. Combinaisons des charges de l'escalier..... | 45 |
| Tableau III.17. Sollicitation L'ELU de l'escalier..... | 45 |
| Tableau III.18. Sollicitation L'ELS de l'escalier..... | 46 |
| Tableau III.19. Sollicitation la poutre palière..... | 49 |
| Tableau III.20. Combinaisons d'actions de l'acrotère..... | 54 |
| Tableau IV.1. Valeurs des pénalités..... | 61 |
| Tableau IV.2. Résultante des forces sismiques à chaque étage..... | 62 |
| Tableau IV.3. Vérification des forces normale réduit..... | 66 |
| Tableau IV.4. Vérification coefficient de comportement..... | 68 |
| Tableau IV.5. Vérification des déplacements..... | 68 |
| Tableau IV.6. Vérification de l'effet P- Δ | 69 |
| Tableau V.1. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux..... | 72 |
| Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux..... | 73 |
| Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux..... | 73 |
| Tableau V.4. Ferrailage transversaux des poteaux..... | 74 |
| Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux..... | 75 |
| Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton..... | 75 |
| Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement..... | 76 |
| Tableau V.8. Sollicitations des poutres..... | 78 |
| Tableau V.9. Ferrailage longitudinal des poutres..... | 78 |

| | |
|--|----|
| Tableau V.10. Sollicitations maximales dans le voile à Y-Y..... | 82 |
| Tableau V.11. Méthode de calcul voile..... | 83 |
| Tableau V.12. Armatures calcule voile sollicite..... | 83 |
| Tableau V.13. Moments fléchissant du voile périphérique..... | 86 |
| Tableau V.14. Armatures longitudinales du voile périphérique..... | 87 |
| Tableau VI.1. Sollicitations pour chaque poteau de semelle filante sous voiles et poteaux..... | 90 |
| Tableau VI.2. Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de liage pour semelle filante..... | 92 |
| Tableau VI.3. Sollicitations pour chaque poteau de semelle filante sous voiles et poteaux sens Y-Y de rive..... | 93 |
| Tableau VI.4. Sollicitations pour chaque poteau de semelle filante sous voiles et poteau sens X-X de rive..... | 95 |

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure I.1. Vue en plan de masse..... | 1 |
| Figure I.2. Vue en plan étage 02..... | 2 |
| Figure I.3. Coupe A-A de la structure..... | 3 |
| Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux..... | 9 |
| Figure II.2. Coupe transversale poutrelle..... | 10 |
| Figure II.3. Vue en plan disposition de la poutrelle..... | 10 |
| Figure II.4. Vue en plan..... | 12 |
| Figure II.5. Pré dimensionnement des poutres..... | 13 |
| Figure II.6. Forme d'un l'acrotère..... | 13 |
| Figure II.7. Vue en 3d d'un voile..... | 14 |
| Figure II.8. Schéma de terminologie d'escalier..... | 15 |
| Figure II.9. Schéma statique..... | 15 |
| Figure II.10. Schéma de balcon..... | 17 |
| Figure II.11. Poteau central..... | 20 |
| Figure II.12. Poteau rive..... | 24 |
| Figure III.1. Ferrailages des poutrelles..... | 38 |
| Figure III.2. Schéma de ferrailage de la dalle de compression..... | 39 |
| Figure III.3. Plan du balcon en dalle pleines..... | 40 |
| Figure III.4. Schéma de ferrailage de balcon..... | 44 |
| Figure III.5. Schéma de l'escalier les plus sollicitées (type01, type 02)..... | 44 |
| Figure III.6. Schéma de ferrailage de l'escalier..... | 48 |
| Figure III.7. Vue 3D pour la poutre palière..... | 48 |
| Figure III.8. Schéma de ferrailage de la poutre palier..... | 52 |
| Figure III.9. Modèle de calcul d'acrotère..... | 53 |
| Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère..... | 56 |
| Figure III.11. Dalle pleine d'ascenseur..... | 56 |
| Figure III.12. Ferrailage de la salle machine..... | 59 |
| Figure IV.1. Spectre de réponse..... | 63 |
| Figure IV.2. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel..... | 64 |
| Figure IV.3. Mode 1 (Translation l'axe Y-Y)..... | 64 |
| Figure IV.4. Mode 2 (Translation l'axe X-X)..... | 65 |
| Figure IV.5. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)..... | 65 |
| Figure IV.6. Disposition des voiles..... | 66 |
| Figure V.1. Zone nodale..... | 72 |
| Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux..... | 76 |
| Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres..... | 80 |
| Figure V.4. Diagramme des contraintes..... | 82 |
| Figure V.5. Schéma de ferrailage des voiles..... | 85 |
| Figure V.6. Voiles périphériques..... | 85 |
| Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique..... | 87 |
| Figure VI 1. Schéma de plan des fondations..... | 89 |
| Figure VI .2. Schéma de ferrailage des semelles filantes..... | 98 |
| Figure VI.3. Disposition des armatures de longrine..... | 99 |

Symboles et Notations

A : Aire d'une section d'acier de répartition
 A_t : Aire d'une section d'acier transversal
 A_s : Aire d'une section d'acier
 a : Une dimension (en générale longitudinal).
 B : Aire d'une section de béton .
 B : Section réduite du béton
 b : Une dimension (largeur d'une section).
 b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
 C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
 C_u : La cohésion du sol (KN/m²).
 D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
 d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
 d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
 e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée
 ELS : Etat limite de service.
 ELU : Etat limite ultime.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier
 E_{vj} : Module de formation différé du béton à l'âge de j jour
 E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
 f_e : limite d'élasticité de l'acier
 f : Flèche positivement vers les compressions.
 f_{ji} : la flèche correspondant à j .
 f_{gi} : la flèche correspondant à g .
 f_{qi} : la flèche correspondant à q .
 f_{gv} : la flèche correspondant à v .
 Δf_{adm} : la flèche admissible.
 f_e : Limite d'élasticité.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge « j » jours.
 F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge « j » jours.
 F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.
 F : Force ou action en général.
 F : Coefficient de sécurité = 1,5.
 j : Nombre de jours.
 ht : Hauteur totale du plancher.
 h : Hauteur totale d'une section.
 h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
 h_e : hauteur libre d'étage.
 i : Rayon de giration d'une section de B A.
 I : Moment d'inertie (m⁴).
 I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .
 I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .
 I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .
 I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .
 g : Densité des charges permanentes
 G : Charge permanente
 L : Longueur ou portée.
 L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
 l' : Longueur fictive.
 l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.
 $L'g$ et $L'd$: Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
 M : Moment en général.
 M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.
 M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
 M_t : Moment en travée.
 M_0 : moment isostatique.
 M_i : Moment à l'appui i
 M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
 M_j : Moment correspondant à j .
 M_g : Moment correspondant à g .
 M_q : Moment correspondant à q .
 n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
 n : Nombre de marches sur la volée.
 N_s : Effort normal de service.
 N_u : Effort normal ultime.
 N : Effort normale du aux charges verticales.
 p : Action unitaire de la pesanteur.
 q_u : Charge ultime.
 q_s : Charge de service
 q : Charge variable
 Q : Action variables quelconque.
 Q : Facteur de qualité.
 R : Coefficient de comportement global.
 S : Action dues à la neige.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
 V : Effort tranchant.
 W : Action dues au vent.
 W : Poids propre de la structure.
 W_{qi} : Charges d'exploitation.
 W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
 X : Coordonnée en général, abscisse en particulier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
 σ_j : Contrainte correspondant à j .
 σ_g : Contrainte correspondant à g .
 σ_q : Contrainte correspondant à q .
 γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).
 γ_b : Coefficient de sécurité.
 γ_s : Coefficient de sécurité.
 φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
 σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
 τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
 η : Facteur d'amortissement.
 β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
 μ_l : Moment réduit limite.
 μ_u : Moment ultime réduit.
 λ_i : Coefficient instantané.
 λ_v : Coefficient différé

Introduction

Introduction générale

- Le Génie civil est un domaine très vaste et spécialisé qui regroupe l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, ces activités se partagent en deux grandes catégories : Les bâtiments, et les gros œuvres. Un ingénieur en structures est donc responsable d'étudier la stabilité des constructions soumises à des différentes actions, permanentes ou variables dans le temps, statiques ou dynamiques. Cette étude nécessite de maîtriser l'outil informatique et des logiciels tels que ROBOT En utilisant aussi hourdis et parpaing à base de déchets de plastique transformés pour éliminer les poids total et améliorés l'état thermique et phonique de cette structure.
- Vu que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.
- Dans le présent travail on présentera une étude détaillée d'une clinique comportant un RDC, et sept étages avec un enter-sol et sous-sol. Cette étude vise à mettre en application toute nos connaissances acquises durant les cinq années de formation. Pour ce faire il faut (RPA99/version 2003, CBA 93, BAEL91 et DTR).
- Notre étude est réalisée par un logiciel de calcul basé sur le principe des éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 pour faire le calcul dynamique des éléments structuraux. Dans cette étude, nous allons suivre les étapes décrites sur le plan de travail qui est le suivant :
 - ❖ Le premier chapitre : généralités, et description du projet.
 - ❖ Le deuxième chapitre : pré dimensionnement des éléments de la structure.
 - ❖ Le troisième chapitre : étude des éléments secondaires.
 - ❖ Le quatrième chapitre : l'étude dynamique par le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2019.
 - ❖ Le cinquième chapitre : le calcul des éléments structuraux.
 - ❖ Le dernier chapitre : l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I

Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet, dont l'étude est présente dans ce mémoire est un clinique (R + 06 + enter sol + Sous -sol) à base de hourdis et parpaing en béton et plastique transformés en béton armé contreventé par un système mixte (voiles-portiques), Ce projet est un ouvrage réalisé ayant une importance vitale, ce qui nous a conduits à le classer d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003) dans le groupe d'usage 2

I.1.1 Implantation de l'ouvrage

Classé d'après la classification sismique de commune de Sour El Ghozlane, wilaya de Buirra (RPA99/version 2003, annexe1), en zone IIa. Le site concerné par la présente étude est situé sur un terrain relativement accidentel.

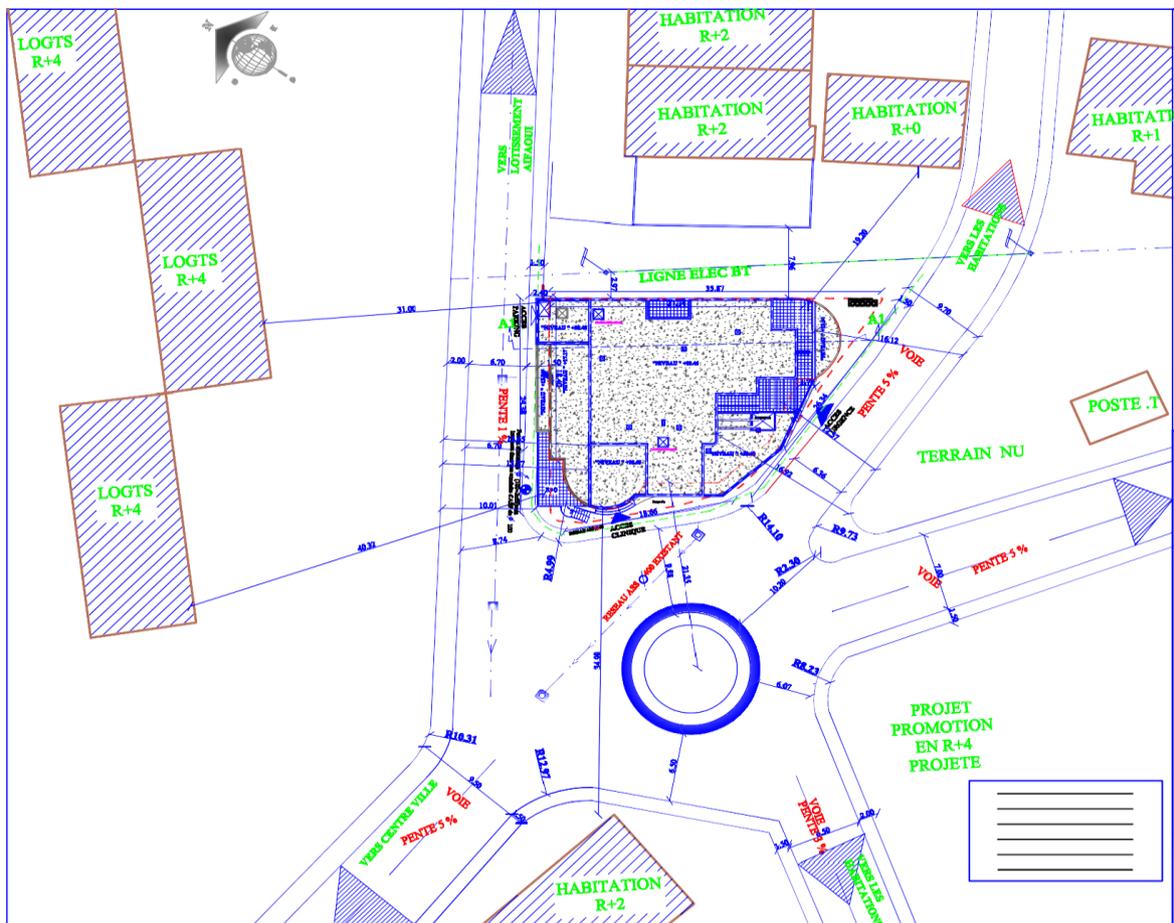


Figure I.1. Vue en plan de masse

I.1.2 Caractéristiques architecturales

Dimensions suivantes :

- plan : $L_x = 31.3$ m ; $L_y = 23.53$ m

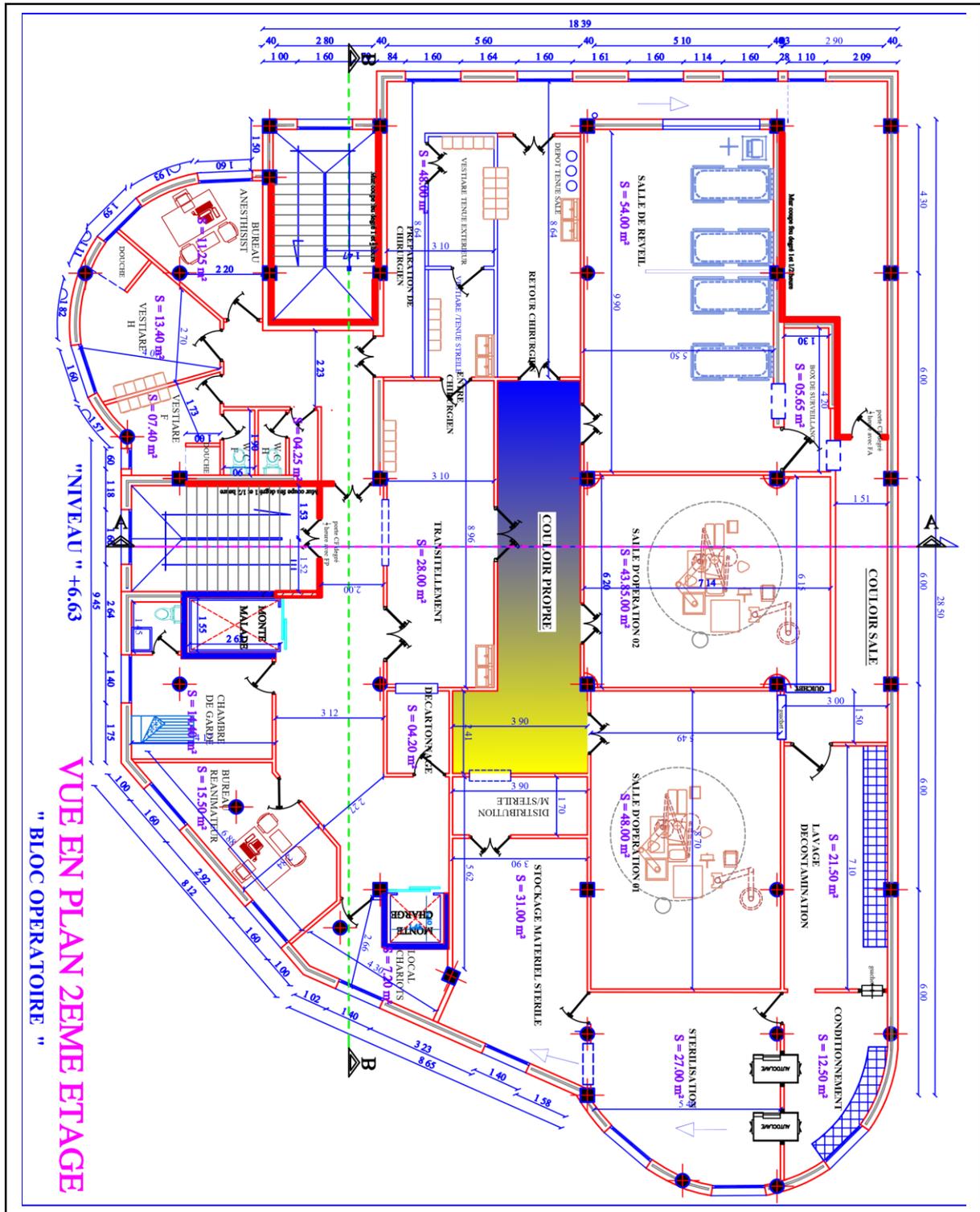


Figure I.2. Vue en plan étage 02.

➤ élévation :

- Hauteur du de Clinique : 23.64 m
- Hauteur de Sous-sol : 3.74 m
- Hauteur d'Enter-sol : 3.74 m
- Hauteur RDC : 3.4 m
- Hauteur 1er étage : 3.23 m
- Hauteur 2er étage : 4.08 m
- Hauteur 3er - 5er étage : 3.23 m
- Hauteur 6er étage : 3.06 m

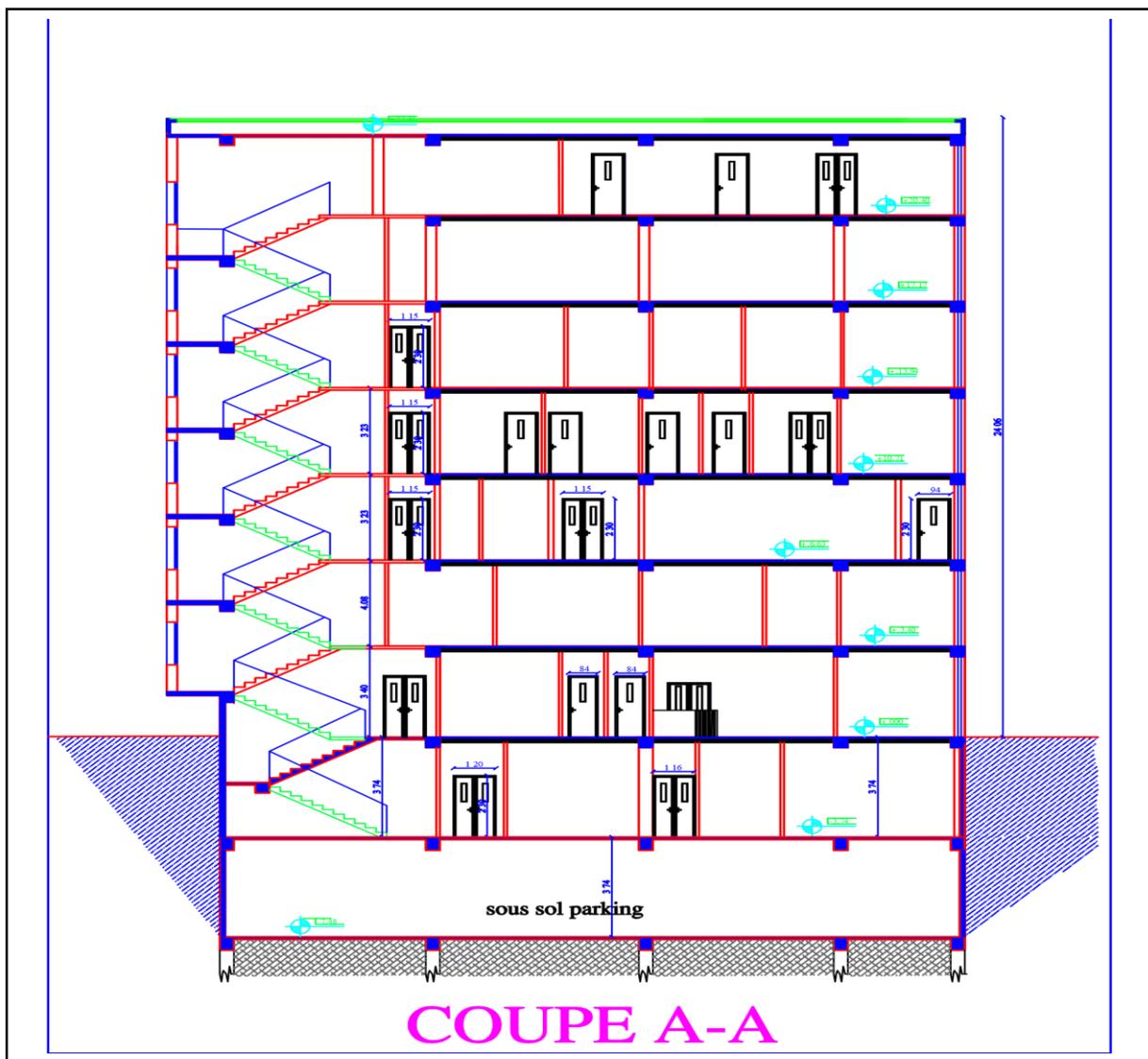


Figure I.3. Coupe A-A de la structure.

I.1.3. Caractéristiques géotechniques du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'études techniques chargé de l'étude (laboratoire des études géotechnique L.B.E.M.A), on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Le sous-sol du site est constitué par banc schiste rocheux avec inclusion de calcaire rocheux surmonte d'une couche marne compacte
- La contrainte admissible du sol = 2.00 bar.
- L'ancrage minimal des fondations $D = 2.50$ m.
- Les tassements : Le sol de fondation est résistant, compacte ce qui exclut toute possibilité de tassement préjudiciable qui peut mettre en péril l'ouvrage.
- Les couches traversées par les sondages présentent les mêmes caractéristiques géotechniques traduisant un sol homogène verticalement et horizontalement.
- Absence d'une nappe phréatique. Le poids volumique du sol d'assise est $\gamma_h = 20\text{KN}/\text{m}^3$. La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement $c = 30\text{KPa}$ et $\varphi = 22^\circ$, La contrainte admissible du sol est de 2.00 bars.
- Les caractéristique de sol poussée le mur de soutènement et $\gamma_h = 19\text{KN}/\text{m}^3$.
- La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement $c = 30\text{KPa}$ et $\varphi = 22^\circ$

I.1.4. Caractéristiques structurales de l'ouvrage :

➤ Planchers

- Tous les planchers sont réalisés en corps creux nouveaux et une dalle de compression type (20+5) cm. En utilisant hourdis à base de béton et plastique transformés
- La dalle des paliers est un élément porteur en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation.

➤ Escaliers

Ce sont des éléments secondaires permettent le passage d'un niveau a un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place

➤ Maçonnerie

- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en de 10 cm d'épaisseur.
- Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en de (cloison : 10 cm ; parpaing en béton et dèches de plastique transformés : 10 cm)

➤ Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 60 cm.

➤ **Gaine d'ascenseurs**

Vu la hauteur importante de ce clinique, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.1.5. Choix du contreventement

Selon le RPA99/2003, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de Portiques et de voiles en béton armé (contreventement mixte avec justification d'interaction voile-portique) RPA99 version 2003 (Art3.4. A.1.a).

I.2. Généralités

I.2.1. Règlements et normes utilisés

L'étude d'un projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mis en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ CBA93 (Code De Béton Armé).
- ❖ RPA99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ BAEL91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR BC2.331 (Règles De Calcul Des Fondations Superficielles).

I.2.2. Méthodes de calcul aux états limites

✓ **Etat Limite Ultime (ELU)**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va engendrer la ruine de la structure. On distingue :

- Un état d'équilibre statique
- Etat Limite Ultime de l'un des matériaux.
- Etat Limite Ultime de stabilité de forme

✓ **Etat Limite de Service (ELS)**

C'est un état qu'il faut respecter parfaitement pour compromettre à la durabilité et à l'exploitation de l'ouvrage dans de bonne condition, on distingue :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite de compression du béton

I.2.3. Action et sollicitation

I.2.3.1. Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, ...etc.) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassements d'appuis, ... etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue:

- **Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des poussées des terres.
- Le poids des murs, cloisons, revêtements... etc.

- **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité est variable dans le temps.

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Les actions dues à la température

- **Les actions accidentelles (E)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée

D'application : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Séisme.} \\ \text{Chocs.} \\ \text{Explosion.} \\ \text{Les feux.} \end{array} \right.$

I.2.3.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion) calculés à partir des actions.

I.2.3.3. Les combinaisons des actions

- A l'état limite ultime ELU : la combinaison est $1.35G + 1.5Q$
- A l'état limite de service ELS : la combinaison est $G + Q$
- Sollicitations sismiques : les combinaisons sismiques données par RPA 99/2003

Situation durable : $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$

Situation accidentelle : $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \text{ (les poteaux dans constructions auto – stable)} \end{array} \right.$

I.2.4. Caractéristiques des matériaux

I.2.4.1 Béton

Le béton est un mélange composite hétérogène, constitué de granulats (gravier, sable), d'un liant hydraulique et de l'eau. A ces composants s'ajoutent parfois des adjuvants qui améliorent

les performances du béton. Sa composition doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance aux feux.

I.2.4.2. Acier

L'acier est un alliage de minerai de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité. On distingue :

- Les treillis soudés.
- Les ronds lisses.
- Les barres de haute adhérence.

❖ Caractéristiques mécaniques des aciers

Le tableau suivant représente quelques exemples d'aciers utilisés en construction et leurs caractéristiques.

Tableau. I.1.Caractéristiques mécaniques des aciers

| Type | Nuance | Limite élastique (FeE) | Limite de rupture (MPa) |
|----------------------|--------|------------------------|-------------------------|
| Haute adhérence (HA) | FeE400 | 400 | 480 |
| | FeE500 | 500 | 550 |
| Ronds lisses(RL) | FeE215 | 215 | 330 - 390 |
| | FeE235 | 235 | 460 - 490 |
| Treillis soudés (TS) | FeE400 | 400 | 400 |

❖ **La contrainte limite des aciers**

- ✓ Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- ✓ Etat limite de service : on distingue les cas suivants :
 - Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
 - Fissuration nuisible : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
 - Fissuration très nuisible : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \eta : \text{coefficient de fissuration.} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures a hautes adhérence (HA).} \end{array} \right.$

Chapitre II

Pré dimensionnement
des éléments

II .1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments de la structure est une étape basée sur des lois empiriques.

Cette étape représente le point de départ qui nous permet de justifier plusieurs paramètres à savoir la Stabilité, la durabilité et la résistance de l'ouvrage aux sollicitations horizontales et verticale.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L91, CBA93 et R.P.A 99 V2003 et les différents DTR.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Plancher corps creux

Le plancher à corps creux est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique et thermique. Il est composé de corps creux, des poutrelles et une dalle de compression, son pré-dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{\min(L_x \text{ max} ; L_y \text{ max})}{22.5} \dots \dots \dots \text{CBA 93 (article B. 6.8.4.2.4)} \quad (1)$$

$\left\{ \begin{array}{l} L_{\text{max}} \rightarrow \text{Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.} \\ h_t \rightarrow \text{Hauteur tota} \end{array} \right.$

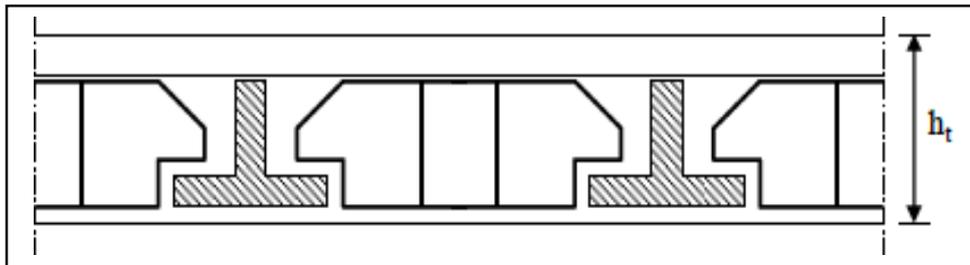


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher est : $h_t \geq \frac{\min(6 \text{ m} ; 6 \text{ m})}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{600}{22.5} \rightarrow h_t \geq 26.67 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur : $h_t = 25\text{cm} \left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 5\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$

❖ **Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (Solidaires avec la dalle décompression)

- $H_t = 25 \text{ cm}$: hauteur totale de la nervure
- $h_0 = 5 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression
- $b_0 = 10 \text{ cm}$: Largeur de la nervure

- $b = 58 \text{ cm}$: Largeur efficace de la dalle

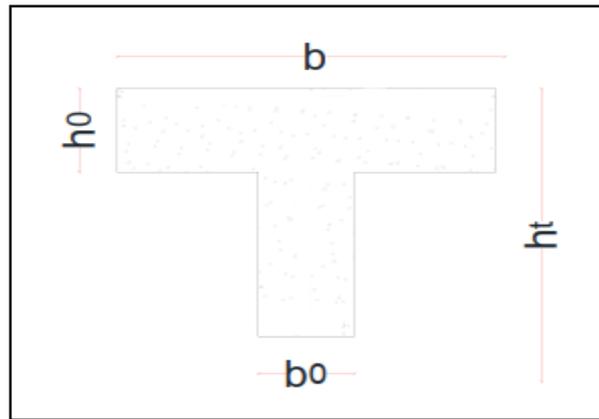


Figure II.2. Coupe transversale poutrelle.

❖ Disposition des poutrelles :

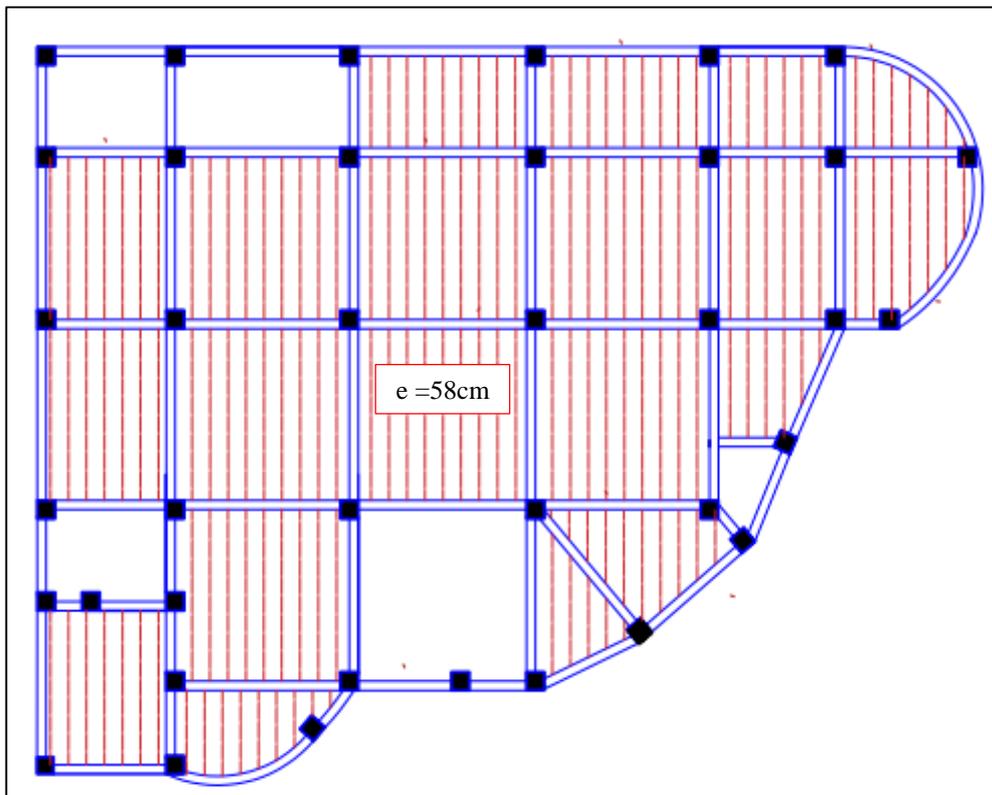


Figure II.3. Vue en plan disposition de la poutrelle.

II.2.2. Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément horizontal en béton armé coulé sur place, reposant, sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux n'est plus valable, son dimensionnement dépend des critères suivants :

➤ **Condition de résistance à la flexion (CBA93)**

- ✓ Dalles isostatiques : $e \geq L_x/20$
- ✓ Dalles reposant sur deux côtés ayant ($\rho < 4$) : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- ✓ Dalles reposant sur trois ou quatre cotés ayant ($\rho \geq 0.4$) : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle.

➤ **Condition de coupe-feu (CBA93)**

$$\begin{cases} e = 7 \text{ cm pour une(01)heure de coupe – feu} \\ e = 11 \text{ cm pour deux(02)heures de coupe – feu} \\ e = 14 \text{ cm pour quatre(04) heures de coupe – feu.} \end{cases}$$

➤ **Isolation phonique**

Selon les règles techniques [CBA93] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être Supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à : $e = 15 \text{ cm}$

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le RPA Version 2003.

$$\text{D'après le BAEL91: } \begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases} ; \text{ avec : } \begin{cases} L_{\max} : \text{ Travée de la poutre} \\ h : \text{ Hauteur de la poutre} \\ b : \text{ Largeur de la poutre} \end{cases} \quad (2)$$

$$\text{D'après le RPA99 (version2003)[article7.5.1 P64]: } \begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (3)$$

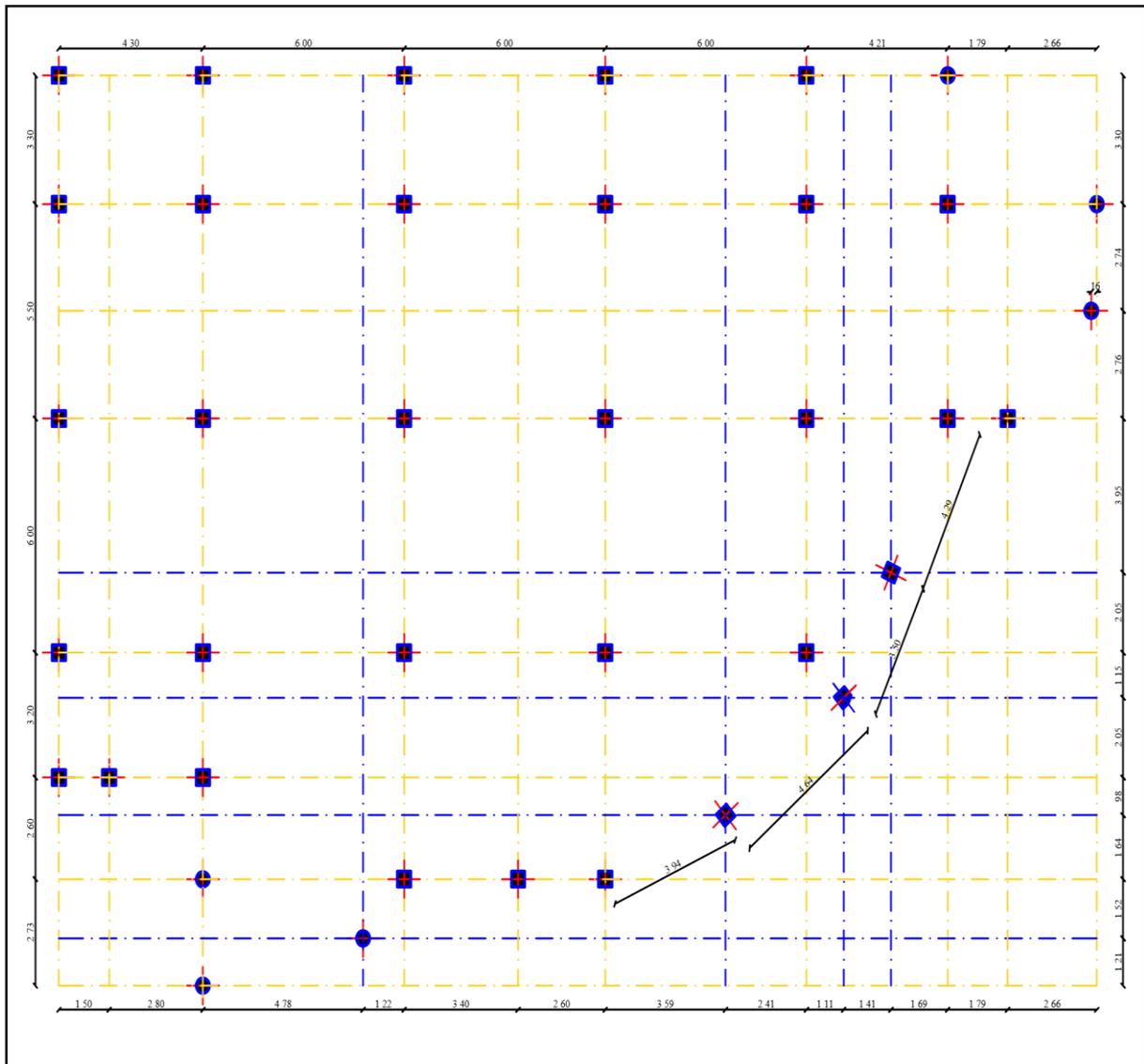


Figure II.4. Vue en plan

➤ Pour : $L = 6\text{ m}$

Selon le BAEL 91 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 6\text{ m} \\ \text{Hauteur : } \frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \rightarrow 40 \leq h \leq 60 \rightarrow h = 50\text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50 \rightarrow 20 \leq b \leq 35 \rightarrow b = 30\text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA99 version 2003[article 7.5.1 P64] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{ cm} \rightarrow 50\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ b \geq 20\text{ cm} \rightarrow 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{50}{30} = 1.67 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

On opte pour poutres de section $(b, h) = (30, 50)\text{ cm}^2$

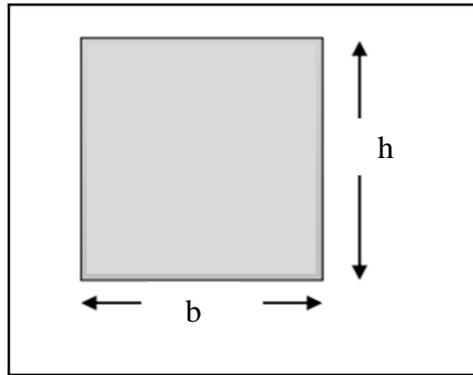


Figure II.5. Pré dimensionnement des poutres.

II.4. L'acrotère

L'acrotère est assimilée à une console vertical encastrée à sa base dans le plancher terrasse, son rôle est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse et de protéger le gravier de la poussée du vent. Elle est sollicitée en flexion composée sous l'action de son poids propre « G » et l'action horizontale due à la main courante.

$$\begin{cases} \text{La surface : } S = 0.6 \times 0.1 + 0.05 \times 0.2 + 0.08 \times 0.2 \times 0.5 = 0.078 \text{ m}^2 \\ \text{Le poids : } G = 0.078 \times 25 = 1.95 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

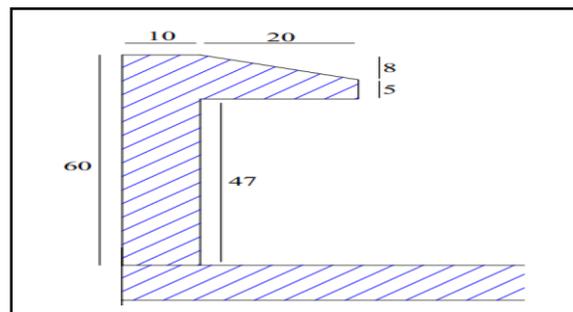


Figure II.6. Forme d'un l'acrotère.

II.5. Les voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7 de RPA 99 Version2003).d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) Donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm}\right) \quad (4)$$

$$\begin{cases} h_e : \text{hauteur libre du voile (hauteur d'étage - hauteur de la poutre secondaire)} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{cases}$$

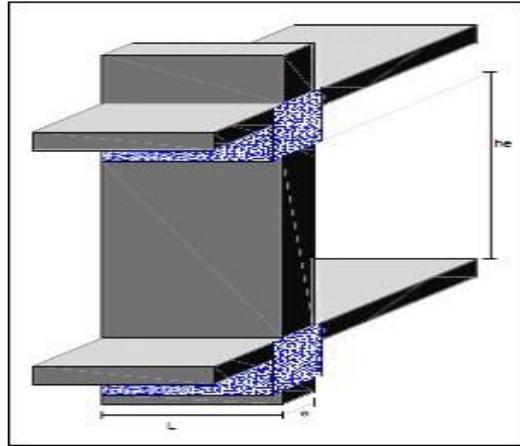


Figure II.7. Vue en 3d d'un voile.

Sous-sol :

$$\begin{cases} h_e = 374 - 50 = 324 \text{ cm} \\ e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{324}{20}; 15 \text{ cm}\right) \rightarrow e = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

RDC :

$$\begin{cases} h_e = 340 - 50 = 290 \text{ cm} \\ e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{290}{20}; 15 \text{ cm}\right) \rightarrow e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Etage 1 :

$$\begin{cases} h_e = 408 - 50 = 358 \text{ cm} \\ e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{358}{20}; 15 \text{ cm}\right) \rightarrow e = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Autres niveaux

$$\begin{cases} h_e = 323 - 50 = 273 \text{ cm} \\ e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{273}{20}; 15 \text{ cm}\right) \rightarrow e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Au final on prend : on adopte que : $e = 20 \text{ cm}$

Longueur minimale du voile :

D'après le RPA 99 article (7.7.1) Longueur minimale du voile : $L \geq 4e = 4 \times 20 = 100 \text{ cm}$

II.6. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place.

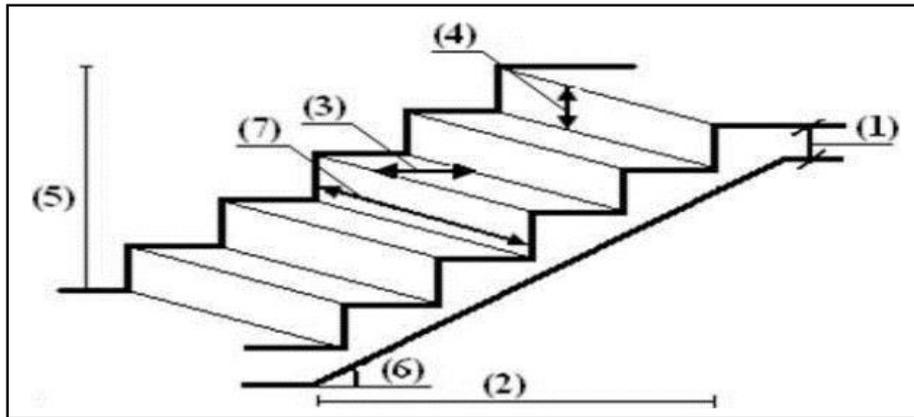


Figure II.8. Schéma de terminologie d'escalier.

❖ Les différents éléments constituant un escalier sont

- (1) : Epaisseur du palier de repos {e}
- (2) : Longueur totale d'escalier
- (3) : Giron {g}
- (4) : Hauteur de là contre marche {h}
- (5) : Hauteur de la volée {H₀}
- (6) : Inclinaison de la paillasse {α}
- (7) : Emmarchement

❖ Dans notre ouvrage d'escalier

- H₀ : la hauteur du palier
- L₀ : la longueur projetée de la volée
- L_v : la longueur du volée
- L_{p2} : la longueur du palier de repos
- a : angle de raccordement $\alpha = \text{tang}^{-1} (h_0/L_0)$

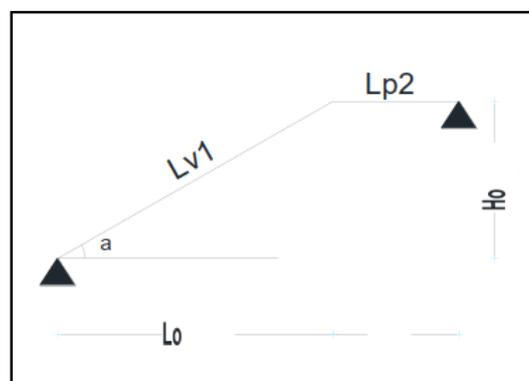


Figure II.9. Schéma statique.

❖ Epaisseur d'escalier

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec } L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} \quad (5)$$

❖ Types d'escalier

Tableau II.1. Dimensionnement des escaliers.

| | vue en plan | schéma statique | caractéristique géométrique |
|--------------------------|-------------|-----------------|--|
| COUPE B-B | | | $H_0 = 170 \text{ cm} ; n = 10 ; n-1 = 9$ $L_0 = 270 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $L_{p1} = 160 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $L_{p2} = 0 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $\alpha = 29,54^\circ ; g = 30 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm}$ |
| COUPE A-A pour entre sol | | | $H_0 = 187 \text{ cm} ; n = 11 ; n-1 = 10$ $L_0 = 300 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $L_{p1} = 120 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $L_{p2} = 160 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $\alpha = 29,54^\circ ; g = 30 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm}$ |
| COUPE A-A pour étage | | | $H_0 = 204 \text{ cm} ; n = 12 ; n-1 = 11$ $L_0 = 330 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $L_{p1} = 170 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $L_{p2} = 250 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $\alpha = 29,54^\circ ; g = 30 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm}$ |

II.7. Les balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastree au Niveau de la poutre de rive L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$\text{Selon le BAEL91 : } \begin{cases} e \geq \frac{L}{10} \\ L: \text{ largeur de balcon} \end{cases} \quad (6)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } L = 1.5 \text{ m} : e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } e = 15 \text{ cm} \\ \text{Pour } L = 1.5 \text{ m} : e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

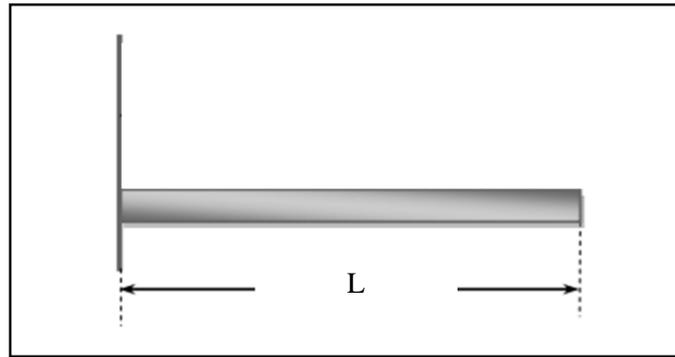


Figure II.10. Schéma de balcon.

II.8. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q)

❖ Les murs

Tableau II.2. Évaluations des charges de mur extérieur.

| N° | Matériaux | Epaisseur (m) | D (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|--------------------|---------------|---------------|------------------------|------------------------|
| 1 | Enduit ciment | 0.02 | 20 | 0.4 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.9 |
| 3 | parpaing | 0.10 | 7.5 | 0.75 |
| 4 | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Charge permanent G | | | | 2.25 |

Tableau II.3. Évaluations des charges de mur intérieur.

| N° | Matériaux | Epaisseur (m) | D (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|--------------------|---------------|---------------|------------------------|------------------------|
| 1 | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.9 |
| 3 | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Charge permanent G | | | | 1.3 |

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau II.4. Évaluation des charges de plancher terrasse.

| N° | Matériaux | Epaisseur (m) | D (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|-------------------------|-------------------------|---------------|------------------------|------------------------|
| 1 | Protection gravillon | 0.04 | 20 | 0.8 |
| 2 | Étanchéité multicouches | 0.02 | 6 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente | 0.05 | 22 | 1.1 |
| 4 | Isolation thermique | 0.04 | 4 | 0.16 |
| 5 | corps creux | 0.25 | / | 2.8 |
| 6 | Enduit au plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Charge permanent G | | | | 5.27 |
| Charge d'exploitation Q | | | | 1 |

❖ **Plancher étage courant et RDC**

Tableau II.5 : évaluations des charges de plancher étage courant.

| N° | Matériaux | Epaisseur (m) | D (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|-------------------------|------------------|---------------|------------------------|------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.4 |
| 3 | Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4 | corps creux | 0.25 | / | 2.8 |
| 5 | Enduit au plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 6 | Mur intérieur | / | | 1.3 |
| Charge permanent G | | | | 5.5 |
| Charge d'exploitation Q | | | | 3 |

❖ **Balcon**

Tableau II.6 : évaluations des charges de balcon.

| N° | Matériaux | Epaisseur (m) | D (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|-------------------------|---------------------|---------------|------------------------|------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.4 |
| 3 | Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4 | Dalle en béton armé | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit ciment | 0.02 | 20 | 0.4 |
| Charge permanent G | | | | 5.25 |
| Charge d'exploitation Q | | | | 3.5 |

❖ **Les Escalier :**

➤ **Palier**

Tableau II.7 : Évaluations des charges de Palier.

| N° | Matériaux | Epaisseur (m) | D (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|-------------------------|------------------|---------------|------------------------|------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.03 | 20 | 0.6 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit de ciment | 0.02 | 20 | 0.4 |
| Charge permanent G | | | | 5.73 |
| Charge d'exploitation Q | | | | 2.5 |

➤ **Paillasse**

Tableau II.8 : Évaluations des charges de Paillasse.

| N° | Matériaux | Epaisseur (m) | D (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|----|-------------|---------------|------------------------|------------------------|
| 1 | Carrelage H | 0.02 | 22 | 0.44 |

| | | | | | |
|-------------------------|------------------|---|-----------------------------------|----|------|
| | | V | $0.02 (h/g) = 0.01$ | | 0.22 |
| 2 | Mortier de pose | H | 0.03 | 20 | 0.6 |
| | | V | $0.03 (h/g) = 0.02$ | | 0.4 |
| 3 | Marche | | $\frac{h}{2} = 0.09$ | 25 | 2.25 |
| 4 | Dalle pleine | | $\frac{0.15}{\cos \alpha} = 0.17$ | 25 | 4.31 |
| 5 | Enduit de ciment | | 0.02 | 20 | 0.4 |
| 6 | Garde-corps | | / | / | 0.15 |
| Charge permanent G | | | | | 8.77 |
| Charge d'exploitation Q | | | | | 2.5 |

II.9. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôles c'est de reprendre les charges verticales, et horizontales et les transmettent aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Conditions de RPA

II.9.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

II.9.1.1. Surface poteau le plus sollicité central

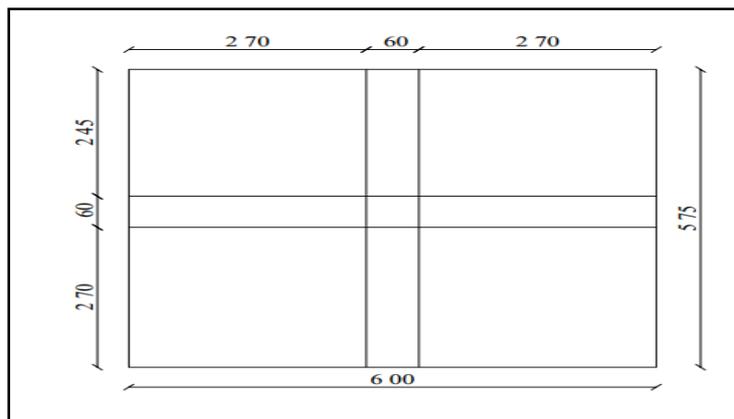


Figure II.11. Poteau central

$$S_t(G) = (2.7 + 2.7) \times (2.7 + 2.45) = 27.81 \text{ m}^2$$

$$S_t(Q) = (2.7 + 2.7 + 0.6) \times (2.7 + 2.45 + 0.6) = 34.5 \text{ m}^2$$

❖ **Dégression des Charge permanente**

Tableau II.9. Charge permanente poteaux central

| Niveaux | Elément | G(KN) |
|---------|-------------------|--|
| 6-6 | Plancher terrasse | $27.81 \times 5.27 = 146.83$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (6 + 5.75) = 44.06$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.06 = 27.54$ |
| Totale | | G = 218.43 |
| 5-5 | étage courant | $27.81 \times 5.5 = 155.73$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (6 + 5.75) = 44.06$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 29.07$ |
| | G = 228.86 | |
| Totale | | G = 447.29 |
| 4-4 | étage courant | $27.81 \times 5.5 = 155.73$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (6 + 5.75) = 44.06$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 29.07$ |
| | G = 228.86 | |
| Totale | | G = 676.15 |
| 3-3 | étage courant | $27.81 \times 5.5 = 155.73$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (6 + 5.75) = 44.06$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 29.07$ |
| | G = 228.86 | |
| Totale | | G = 905 |
| | étage courant | $27.81 \times 5.5 = 155.73$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (6 + 5.75) = 44.06$ |

| | | |
|-----------|---------------|--|
| 2-2 | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 4.08 = 36.72$ |
| | G = 236.5 | |
| Totale | | G = 1141.5 |
| 1-1 | étage courant | $27.81 \times 5.5 = 155.73$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (6 + 5.75) = 44.06$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 29.07$ |
| | G = 228.86 | |
| Totale | | G = 1370.36 |
| RDC | étage courant | $27.81 \times 5.5 = 155.73$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (6 + 5.75) = 44.06$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.4 = 30.6$ |
| | G = 229.66 | |
| Totale | | G = 1600 |
| Enter sol | étage courant | $27.81 \times 5.5 = 155.73$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (6 + 5.75) = 44.06$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.74 = 33.66$ |
| | G = 233.45 | |
| Totale | | G = 1833.45 |
| Sous-sol | étage courant | $27.81 \times 5.5 = 155.73$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (6 + 5.75) = 44.06$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.74 = 33.66$ |
| | G = 233.45 | |
| Totale | | G = 2066.9 KN |

❖ **Dégression des Surcharges d'Exploitation**

Tableau II.10. Charge d'Exploitation poteaux central

| Niveau | Formule de calcul | Q (KN/m ²) | S _t (Q) (m ²) |
|----------------|---|------------------------|--------------------------------------|
| 6-6 | $Q_{terrasse}$ | 1 | 34.5 |
| 5-5 | $Q_{terrasse} + 1 \times Q_{courant}$ | 4 | |
| 4-4 | $Q_{terrasse} + 0.95 \times 2 \times Q_{courant}$ | 6.7 | |
| 3-3 | $Q_{terrasse} + 0.90 \times 3 \times Q_{courant}$ | 9.1 | |
| 2-2 | $Q_{terrasse} + 0.85 \times 4 \times Q_{courant}$ | 11.2 | |
| 1-1 | $Q_{terrasse} + 0.8 \times 5 \times Q_{courant}$ | 13 | |
| RDC | $Q_{terrasse} + 0.75 \times 6 \times Q_{courant}$ | 14.5 | |
| E.S | $Q_{terrasse} + 0.71 \times 7 \times Q_{courant}$ | 15.91 | |
| S.S | $Q_{terrasse} + 0.69 \times 8 \times Q_{courant}$ | 17.56 | |
| Totale = 17.56 | | $S_t(Q) \times Q$ | |

Selon les règles BAEL 91, (article B.8.4.1), l'effort normal ultime N_u agissant dans le poteau :

$$N_u \leq \beta \left[\left(\frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{\beta N_u}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \sigma_s} \quad (7)$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \frac{A}{B_r} = 0.008 \text{ poue zone IIa} \\ \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \text{ pour } \lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1.2 \\ B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \\ \sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times N_u}{1 \times \left(\frac{14.2}{0.9} \right) + 0.85 \times (0.008) \times 348} \times 10 \Rightarrow B_r \geq 0.6614 \times N_u$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2066.9 + 1.5 \times 605.82 = 3700 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0.6614 \times N_u = 0.6614 \times 3700 = 2440 \text{ cm}^2$$

On suppose que la section du poteau est carrée $a = b \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 2$

$$a \geq \sqrt{2440} + 2 = 51.39 \text{ cm} \Rightarrow a = 60 \text{ cm}$$

Donc on choisit : Pour 3 niveau :(60 × 60) cm² la section du poteau central

Pour 3 niveau :(55 × 55) cm² la section du poteau central

Pour 3 niveau :(50 × 50) cm² la section du poteau central

II.9.1.2. Surface poteau le plus sollicité rive

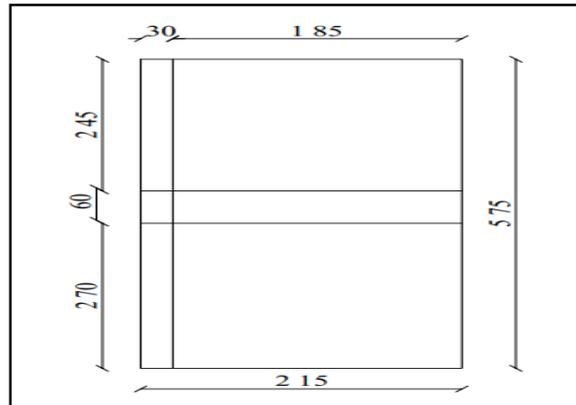


Figure II.12. Poteau rive

$$S_t(G) = 1.85 \times (2.7 + 2.45) = 9.53 \text{ m}^2$$

$$S_t(Q) = (1.85 + 0.3) \times (2.7 + 2.45 + 0.6) = 12.36 \text{ m}^2$$

❖ Dégression des Charge permanente

Tableau II.11. Charge permanente poteaux rive

| Niveaux | Elément | G(KN) |
|---------|-------------------|---|
| 5-5 | Plancher terrasse | $9.53 \times 5.27 = 50.32$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (2.15 + 5.75) = 29.62$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 29.07$ |
| Totale | | G = 109 |
| 4-4 | étage courant | $9.53 \times 5.5 = 53.36$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (2.15 + 5.75) = 29.62$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 29.07$ |
| | G = 112.05 | |
| Totale | | G = 221.05 |
| 3-3 | étage courant | $9.53 \times 5.5 = 53.36$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (2.15 + 5.75) = 29.62$ |

| | | |
|-----------|---------------|---|
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 29.07$ |
| | G = 112.05 | |
| Totale | | G = 333.1 |
| 2-2 | étage courant | $9.53 \times 5.5 = 53.36$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (2.15 + 5.75) = 29.62$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 4.08 = 36.72$ |
| | G = 119.7 | |
| Totale | | G = 452.8 |
| 1-1 | étage courant | $9.53 \times 5.5 = 53.36$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (2.15 + 5.75) = 29.62$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 29.07$ |
| | G = 112.05 | |
| Totale | | G = 564.85 |
| RDC | étage courant | $9.53 \times 5.5 = 53.36$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (2.15 + 5.75) = 29.62$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.4 = 30.6$ |
| | G = 113.58 | |
| Totale | | G = 678.43 |
| Enter sol | étage courant | $9.53 \times 5.5 = 53.36$ |
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (2.15 + 5.75) = 29.62$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.74 = 33.66$ |
| | G = 116.64 | |
| Totale | | G = 795.07 |
| Sous-sol | étage courant | $9.53 \times 5.5 = 53.36$ |

| | | |
|--|------------|---|
| | 2×Poutre | $0.3 \times 0.5 \times 25 \times (2.15 + 5.75) = 29.62$ |
| | Poteau | $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.74 = 33.66$ |
| | G = 116.64 | |
| | Totale | G = 911.71 KN |

❖ **Dégression des Surcharges d'Exploitation**

Tableau II.12. Charge d'Exploitation poteaux rive

| Niveau | Formule de calcul | Q (KN/m ²) | S _t (Q) (m ²) |
|----------------|---|------------------------|--------------------------------------|
| 5-5 | $Q_{terrasse}$ | 1 | 12.36 |
| 4-4 | $Q_{terrasse} + 1 \times Q_{courant}$ | 4 | |
| 3-3 | $Q_{terrasse} + 0.95 \times 2 \times Q_{courant}$ | 6.7 | |
| 2-2 | $Q_{terrasse} + 0.90 \times 3 \times Q_{courant}$ | 9.1 | |
| 1-1 | $Q_{terrasse} + 0.85 \times 4 \times Q_{courant}$ | 11.2 | |
| RDC | $Q_{terrasse} + 0.8 \times 5 \times Q_{courant}$ | 13 | |
| E.S | $Q_{terrasse} + 0.75 \times 6 \times Q_{courant}$ | 14.5 | |
| S.S | $Q_{terrasse} + 0.71 \times 7 \times Q_{courant}$ | 15.91 | |
| Totale = 15.91 | | $S_t(Q) \times Q$ | |

Selon les règles BAEL 91, (article B.8.4.1), l'effort normal ultime Nu agissant dans le poteau :

$$N_u \leq \beta \left[\left(\frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{\beta N_u}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \sigma_s} \quad (8)$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \frac{A}{B_r} = 0.008 \text{ poue zone IIa} \\ \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \text{ pour } \lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1.2 \\ B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \\ \sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times N_u}{1 \times \left(\frac{14.2}{0.9} \right) + 0.85 \times (0.008) \times 348} \times 10 \Rightarrow B_r \geq 0.6614 \times N_u$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 911.71 + 1.5 \times 196.6 = 1525.7 \text{ KN}$$

Donc : $B_r \geq 0.6614 \times N_u = 0.6614 \times 1525.7 = 1070 \text{ cm}^2$

On suppose que la section du poteau est carrée $a = b \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 2$

$$a \geq \sqrt{1070} + 2 = 34.71 \text{ cm} \Rightarrow a = 45 \text{ cm}$$

Donc on choisit : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ la section du poteau rive

II.9.2 .Vérifications

❖ Vérification à la compression simple

D' après le CBA93 (Article B.8.8.1) Le poteau doit être vérifié à l'état limite de stabilité de forme (flambement) par la formule suivante est :

$$N_u \leq \beta \left[\left(\frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right) \right] \quad (9)$$

Avec :

| | | |
|---|---|--|
| $\left\{ \begin{array}{l} \text{Selon le BAEL : } A_s \in [0,8 \% Br ; 1,2 \% Br] \\ \text{BAEL91 (Article B. 8.3.31) : } l_f = 0,7 \times L_0 \\ \text{section rectangulaire } \lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} \times l_f < 50 \\ \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \\ Br = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \\ \sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \end{array} \right.$ | } | $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_s = 1 \% Br = 3364 \text{ mm}^2 \\ l_f = 2856 \text{ mm} \\ \lambda = 18 < 50 \\ \beta = 1.05 \\ Br = 336400 \text{ mm}^2 \\ \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$ |
|---|---|--|

$$N_u = 3700 \text{ KN} \leq \beta \left[\left(\frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right) \right] \times 10^{-3} = 7769.7 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Min (b, h) = 60 cm \geq 25 cmvérifiée.

Min (b, h) = 60 cm \geq $h_e / 20 = 408 / 20 = 20.4 \text{ cm}$ vérifiée

II.10. Conclusion

Le pré-dimensionnement des éléments sections suivantes :

Poutres : $b \times h = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

Escalier : $e = 15 \text{ cm}$

Balcon : $e = 15 \text{ cm}$

Poteaux : Pour 3 niveau en bas : $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ la section du poteau central

Pour 3 niveau en milieu : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$ la section du poteau central

Pour 3 niveau en haut : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ la section du poteau central

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

Plancher à corps creux : $h_t = (20 + 5) \text{ cm}$

Chapitre III

Etude des éléments
secondaires

III .1. Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires, qui sont des éléments ne faisant pas partie du système de contreventement, ils n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Les éléments secondaires à étudier sont :

- Les planchers (plancher à corps creux).
- les balcons en dalles pleines
- Les escaliers.
- Acrotère.
- Ascenseur.

III.2. Calculs des planchers

III.2.1. Etudes des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple. Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations des poutrelles, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ **La méthode forfaitaire** : condition d'application

1. Les moments d'inerties est constant
2. Fissuration peu nuisible
3. $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
4. Le rapport de longueur $0.8 \leq (l_n / l_{n+1}) \leq 1.25$

❖ **La méthode de Caquot** : condition d'application

1. Les moments d'inerties est constant
2. Fissuration peu nuisible
3. $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
4. Le rapport de longueur $(l_n / l_{n+1}) \geq 1.25$

III.2.2. Méthode de Caquot

donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres

Longueur fictive : $\begin{cases} l' = L \text{ pour travee rive} \\ l' = 0.8L \text{ pour travee Inter médiane} \end{cases}$

✓ **Moment sur appui M_a** :

$$M_a = M_q + M_{pw} + M_{pe}$$

$$\text{Pour charge reparte} \Rightarrow M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)} \quad (1)$$

✓ **Moment sur travée M_t :**

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q} \quad (2)$$

✓ **Effort tranche V :**

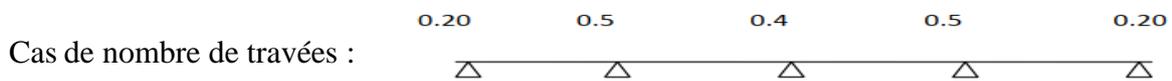
$$\begin{cases} \text{Gauche} \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2} \\ \text{Droite} \rightarrow V_e = V_w + q \times l \end{cases} \quad (3)$$

III.2.3. La méthode forfaitaire

➤ Le rapport des charges : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ (4)

➤ La valeur maximale du moment fléchissant : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$ (5)

✓ **Moment sur appui M_a :**



✓ **Moment sur travée M_t :**

$$M_t \geq \max \{1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \times M_0\} - (M_w + M_e) \times 0.5 \quad (6)$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) \times M_0 \times 0.5 : \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \times M_0 \times 0.5 : \text{ dans une travée de rive.} \end{cases} \quad (7)$$

✓ **Effort tranche V :**

$$\begin{cases} \text{Gauche} \rightarrow V_w = -2 \times \left(\frac{M_w + M_t}{a} \right) \\ \text{Droite} \rightarrow V_e = 2 \times \left(\frac{M_e + M_t}{b} \right) \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} a = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases} \quad (8)$$

III.2.4. Les type des poutrelles

Tableau III.1. Types de poutrelles

| plancher | type | schéma statique |
|----------|------|-----------------|
| courant | 1 | |
| | 2 | |
| terrasse | 1 | |

III.2.5. sollicitations revenants aux poutrelles

Tableau III.2. Sollicitations poutrelles

| Cas | | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | Combinaisons | q (KN/m ²) | entre axe poutrelles | q (KN/ml) |
|----------------------|-----|---------------------------|---------------------------|--------------|---------------------------|-------------------------|--------------|
| plancher terrasse | ELU | 5.27 | 1 | 1.35G + 1.5Q | 8.63 | 0.58 | 5 |
| | ELS | | | G+Q | 6.28 | | 3.64 |
| plancher courant | ELU | 5.5 | 3 | 1.35G + 1.5Q | 13.56 | | 7.86 |
| | ELS | | | G+Q | 9.6 | | 5.57 |

III.2.6. Exemples de calcul poutrelle

❖ Étage courant

Vérification des conditions d'application de la méthode de Caquot :

- Les moments d'inerties est constant vérifiée
- Fissuration peu nuisible vérifiée
- $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ vérifiée
- Le rapport de longueur $(l_n / l_{n+1}) \geq 1.25$ vérifiée

➤ Longueur fictive

| Travée | rive | Inter médiane | | | | rive |
|--------|------|---------------|-----|-----|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| l' (m) | 4.3 | 4.8 | 4.8 | 4.8 | 3.37 | 4.45 |

1. A TELU

➤ Moment sur appui M_a : $M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

Tableau III.3. Moment sur appui étage courant

| Appui | q_w (KN/ml) | l'_w (m) | q_e (KN/ml) | l'_e (m) | $M_a = M_q$ (KN.m) |
|-------|------------------|---------------|------------------|---------------|-----------------------|
| 1 | 0 | 0 | 7.86 | 4.3 | -17.1 |
| 2 | 7.86 | 4.3 | 7.86 | 4.8 | -19.32 |
| 3 | 7.86 | 4.8 | 7.86 | 4.8 | -21.3 |
| 4 | 7.86 | 4.8 | 7.86 | 4.8 | -21.3 |
| 5 | 7.86 | 4.8 | 7.86 | 3.37 | -16.85 |
| 6 | 7.86 | 3.37 | 7.86 | 4.45 | -14.96 |
| 7 | 7.86 | 4.45 | 0 | 0 | -18.31 |

➤ Effort tranche V :

Gauche $\rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2}$; *Droite* $\rightarrow V_e = V_w + q \times l$

Tableau III.4. Effort tranche étage courant

| Travée | M_{aw} (KN.m) | M_{ae} (KN.m) | l' (m) | q (KN/ml) | V_w (KN) | V_e (KN) |
|--------|--------------------|--------------------|-------------|----------------|---------------|---------------|
| 1 | -17.1 | -19.32 | 4.3 | 7.86 | -25.37 | +8.43 |
| 2 | -19.32 | -21.3 | 4.8 | | -27.33 | +10.4 |
| 3 | -21.3 | -21.3 | 4.8 | | -27.74 | +9.99 |
| 4 | -21.3 | -16.85 | 4.8 | | -26.81 | +10.92 |
| 5 | -16.85 | -14.96 | 3.37 | | -22.68 | +3.8 |

| | | | | | | |
|---|--------|--------|------|--|--------|--------|
| 6 | -14.96 | -18.31 | 4.45 | | -24.96 | +10.02 |
|---|--------|--------|------|--|--------|--------|

➤ Moment sur travée M_t :

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Tableau III.5. Moment sur travée étage courant

| Travée | M_{aw} (KN. m) | V_w (KN) | x_0 (m) | q (KN/ml) | M_t (KN. m) |
|--------|---------------------|---------------|--------------|----------------|------------------|
| 1 | -17.1 | -25.37 | 3.22 | 7.86 | +23.84 |
| 2 | -19.32 | -27.33 | 3.47 | | +28.19 |
| 3 | -21.3 | -27.74 | 3.53 | | +27.65 |
| 4 | -21.3 | -26.81 | 3.41 | | +24.42 |
| 5 | -16.85 | -22.68 | 2.88 | | +15.87 |
| 6 | -14.96 | -24.96 | 3.17 | | +24.67 |

➤ Récapitulatif des résultats :

| $M_a(max)$ (KN. m) | $M_t(max)$ (KN. m) | $V(max)$ (KN) |
|-----------------------|-----------------------|------------------|
| -21.3 | +28.19 | -27.74 |

2. A ΓELS

➤ Moment sur appui M_a : $M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

Tableau III.6. Moment sur appui étage courant

| Appui | q_w (KN/ml) | l'_w (m) | q_e (KN/ml) | l'_e (m) | $M_a = M_q$ (KN. m) |
|-------|------------------|---------------|------------------|---------------|------------------------|
| 1 | 0 | 0 | 5.57 | 4.3 | -12.11 |
| 2 | 5.57 | 4.3 | 5.57 | 4.8 | -13.68 |
| 3 | 5.57 | 4.8 | 5.57 | 4.8 | -15.09 |
| 4 | 5.57 | 4.8 | 5.57 | 4.8 | -15.09 |

| | | | | | |
|---|------|------|------|------|--------|
| 5 | 5.57 | 4.8 | 5.57 | 3.37 | -12.43 |
| 6 | 5.57 | 3.37 | 5.57 | 4.45 | -11.16 |
| 7 | 5.57 | 4.45 | 0 | 0 | -12.97 |

➤ Effort tranche V :

$$\text{Gauche} \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2}; \text{Droite} \rightarrow V_e = V_w + q \times l$$

Tableau III.7. Effort tranche étage courant

| Travée | M_{aw} (KN. m) | M_{ae} (KN. m) | l' (m) | q (KN/ml) | V_w (KN) | V_e (KN) |
|--------|---------------------|---------------------|-------------|----------------|---------------|---------------|
| 1 | -12.11 | -13.68 | 4.3 | 5.57 | -17.97 | +5.98 |
| 2 | -13.68 | -15.09 | 4.8 | | -19.36 | +7.37 |
| 3 | -15.09 | -15.09 | 4.8 | | -19.65 | +7.08 |
| 4 | -15.09 | -12.43 | 4.8 | | -19.1 | +7.64 |
| 5 | -12.43 | -11.16 | 3.37 | | -16.68 | +3.9 |
| 6 | -11.16 | -12.97 | 4.45 | | -17.82 | +6.96 |

➤ Moment sur travée M_t :

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Tableau III.8. Moment sur travée étage courant

| Travée | M_{aw} (KN. m) | V_w (KN) | x_0 (m) | q (KN/ml) | M_t (KN. m) |
|--------|---------------------|---------------|--------------|----------------|------------------|
| 1 | -12.11 | -17.97 | 3.22 | 5.57 | +16.88 |
| 2 | -13.68 | -19.36 | 3.47 | | +14.54 |
| 3 | -15.09 | -19.65 | 3.53 | | +19.57 |
| 4 | -15.09 | -19.1 | 3.41 | | +17.65 |
| 5 | -12.43 | -16.68 | 2.88 | | +12.5 |
| 6 | -11.16 | -17.82 | 3.17 | | +17.34 |

➤ Récapitulatif des résultats :

| | | |
|----------------------|----------------------|------------------|
| $M_a(max)$ (KN.m) | $M_t(max)$ (KN.m) | $V(max)$ (KN) |
| -15.09 | +19.57 | -19.65 |

❖ **Terrasse**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Les moments d'inerties est constant vérifiée
- Fissuration peu nuisible vérifiée
- $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ vérifiée
- Le rapport de longueur $(l_n / l_{n+1}) \leq 1.25$ vérifiée

➤ Calcul les valeurs

| | | | | |
|----------|----------------|------------------|--------------------|----------------------|
| α | $1+0.3 \alpha$ | $1.2+0.3 \alpha$ | $(1+0.3 \alpha)/2$ | $(1.2+0.3 \alpha)/2$ |
| 0.16 | 1.05 | 1.25 | 0.525 | 0.625 |

➤ Moment sur appui M_a :

Moment fléchissant : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5}{8} \times l^2 = 0.625 \times l^2$

Tableau III.9. Moment sur appui étage Terrasse

| Travée | q (KN/ml) | l (m) | M_0 (KN.m) | M_a (KN.m) | |
|--------|--------------|----------|-----------------|-----------------|-------|
| | | | | | |
| 1 | 5 | 6 | 22.5 | $0.2M_0$ | 4.5 |
| | | | | $0.5M_0$ | 11.25 |
| 2 | | 6 | 22.5 | $0.5M_0$ | 11.25 |
| | | | | $0.4M_0$ | 9 |
| 3 | | 6 | 22.5 | $0.4M_0$ | 9 |
| | | | | $0.5M_0$ | 11.25 |
| 4 | 6 | 22.5 | $0.5M_0$ | 11.25 | |
| | | | $0.2M_0$ | 4.5 | |

➤ Moment sur travée M_t :

$$M_t \geq \max \{1.05 \times M_0 ; 1.05 \times M_0\} - (M_w + M_e) \times 0.5\}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0.525M_0 : \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq 0.625 \times M_0 : \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Tableau III.10. Moment sur travée étage Terrasse

| Travée | M_0 (KN. m) | M_w (KN. m) | M_e (KN. m) | M_{t_1} (KN. m) | M_{t_2} (KN. m) | $M_{t_{max}}$ (KN. m) |
|--------|------------------|------------------|------------------|----------------------|----------------------|--------------------------|
| 1 | 22.5 | 4.5 | 11.25 | 15.75 | 14.06 | 15.75 |
| 2 | | 11.25 | 9 | 13.5 | 11.81 | 13.5 |
| 3 | | 9 | 11.25 | 13.5 | 11.81 | 13.5 |
| 4 | | 11.25 | 4.5 | 15.75 | 14.06 | 15.75 |

➤ Effort tranche V :

$$\begin{cases} \text{Gauche} \rightarrow V_w = -2 \times \left(\frac{M_w + M_t}{a} \right) \\ \text{Droite} \rightarrow V_e = 2 \times \left(\frac{M_e + M_t}{b} \right) \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} a = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases}$$

Tableau III.11. Effort tranche étage Terrasse

| Travée | l (m) | M_w (KN. m) | M_e (KN. m) | M_t (KN. m) | a (m) | b (m) | V_w (KN) | V_e (KN) |
|--------|------------|------------------|------------------|------------------|------------|------------|---------------|---------------|
| 1 | 6 | 4.5 | 11.25 | 15.75 | 2.78 | 3.22 | -14.57 | 16.77 |
| 2 | 6 | 11.25 | 9 | 13.5 | 3.07 | 2.93 | -16.12 | 15.36 |
| 3 | 6 | 9 | 11.25 | 13.5 | 2.93 | 3.07 | -15.36 | 16.12 |
| 4 | 6 | 11.25 | 4.5 | 15.75 | 3.22 | 2.78 | -16.77 | 14.57 |

➤ Récapitulatif des résultats :

| $M_a(max)$ (KN. m) | $M_t(max)$ (KN. m) | $V(max)$ (KN) |
|-----------------------|-----------------------|------------------|
| -11.25 | +15.75 | -18.54 |

III.2.7. Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles seront calculées comme une section en (T) à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_{tabl} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad (9)$$

$$\text{Poutrelle en T : } \begin{cases} b = 58 \text{ cm} & ; b_0 = 10 \text{ cm} \\ h_t = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} & \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_e = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$M_{table} = 0.58 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.05}{2}\right) \times 10^3 = 80.3 \text{ KN.m}$$

➤ En travée

$$M_{table} = 80.3 \text{ KN.m} > M_{t,max} = 28.19 \text{ KN.m}$$

Calculée une section rectangulaire de dimensions $b=58\text{cm}$ et $h=25\text{cm}$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{28.19 \times 10^6}{580 \times 220^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$\mu_{bc} = 0.07 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\text{avec } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}) = 0.09$$

$$Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.09) = 21.21 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{28.19 \times 10^6}{212.1 \times 348} = 381.9 \text{ mm}^2 = 3.8 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$M_{table} = 80.3 \text{ KN.m} > M_{a,max} = 21.3 \text{ KN.m}$$

Calculée une section rectangulaire de dimensions $b=58\text{cm}$ et $h=25\text{cm}$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{21.3 \times 10^6}{580 \times 220^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu_{bc} = 0.05 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\text{avec } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.06$$

$$Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 21.47 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{21.3 \times 10^6}{214.7 \times 348} = 260.1 \text{ mm}^2 = 2.6 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures

En travée : Donc on adopte $A_s = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

En Appuis : Donc on adopte $A_s = 1\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 2.67 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

En plus de la condition de non fragilité on ajoute pour les poutres la section d'acier minimale recommandée par les règles (RPA99v2003 .7.5.2.1 P165)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 58 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_s = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \\ \text{En Appuis: } A_s = 1\text{HA14} + 1\text{HA12} = 2.67 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ **Ferrailage transversale**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{l.\min}, \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{250}{35}, 12, \frac{100}{10}\right) = \min(7.14 \text{ mm}, 6 \text{ mm}, 10\text{mm})$$

→ $\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$ On prend $\phi_t = 6\text{mm}$ soit $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Espacements : $e \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(19.8, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$

Donc : $e \leq 19.8 \text{ cm}$ soit un espacement de $e = 15 \text{ cm}$.

III.2.8. Vérification à nécessaire

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{18.54 \times 10^{-3}}{0.58 \times 0.22} = 0.16 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (10)$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ vérifiée

❖ **La contrainte dans le béton**

➤ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (11)$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(4.62)y - 15(4.62 \times 22) = 0 \rightarrow y = 7.16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{58 \times 7.16^3}{3} + 15 \times 4.62(22 - 7.16)^2 = 22358.16 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{19.57}{22358.16 \times 10^{-8}} = 8.7 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0.087 \times 71.6 = 6.23 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$$
 vérifiée

➤ En appuis

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (12)$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(2.67)y - 15(2.67 \times 22) = 0 \rightarrow y = 3.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s (d - y)^2 + \eta \times A'_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{58 \times 3.82^3}{3} + 15 \times 2.67 (22 - 3.82)^2 = 14314.7 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{15.09}{14314.7 \times 10^{-8}} = 10.4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0.104 \times 38.2 = 3.9 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

❖ **La contrainte maximale dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases} \quad (13)$$

$$\sigma_s = 0.104 \times 15 \times (220 - 38.2) = 262.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

❖ **Vérifications de la flèche**

$$\frac{e}{l} = \frac{0.20}{6} = 0.03 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.62}{58 \times 22} = 0.003 \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

III.2.9. Ferrailages des poutrelles

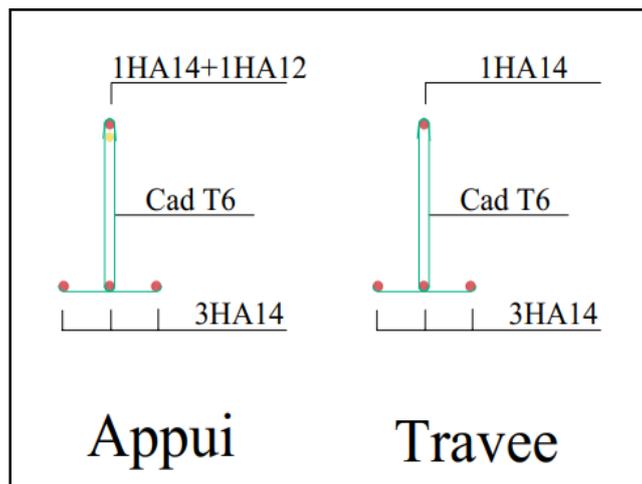


Figure III.1. Ferrailages des poutrelles

III.2.10. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur 5cm On utilise un treillis soudé de nuance feE = 400 MPa

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_* = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.58}{400} = 0.58 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{CBA93 (B. 6.8.4.2.3)} \quad (14)$$

On choisit : 5 Ø6 = 1.41 cm²/ml avec : e=15 cm ≤ 20 cm.....vérifiée.

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_*}{2} = \frac{0.58}{2} = 0.29 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{CBA93 (B. 6.8.4.2.3)} \quad (15)$$

On choisit : 5 Ø6 = 1.41 cm²/ml avec : e =15 cm ≤ 33 cm.....vérifiée.

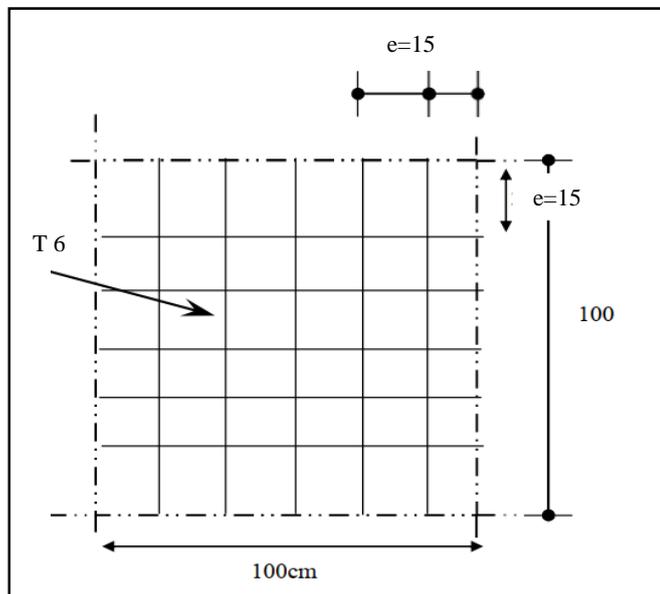


Figure III.2. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etudes des balcons en dalles pleines

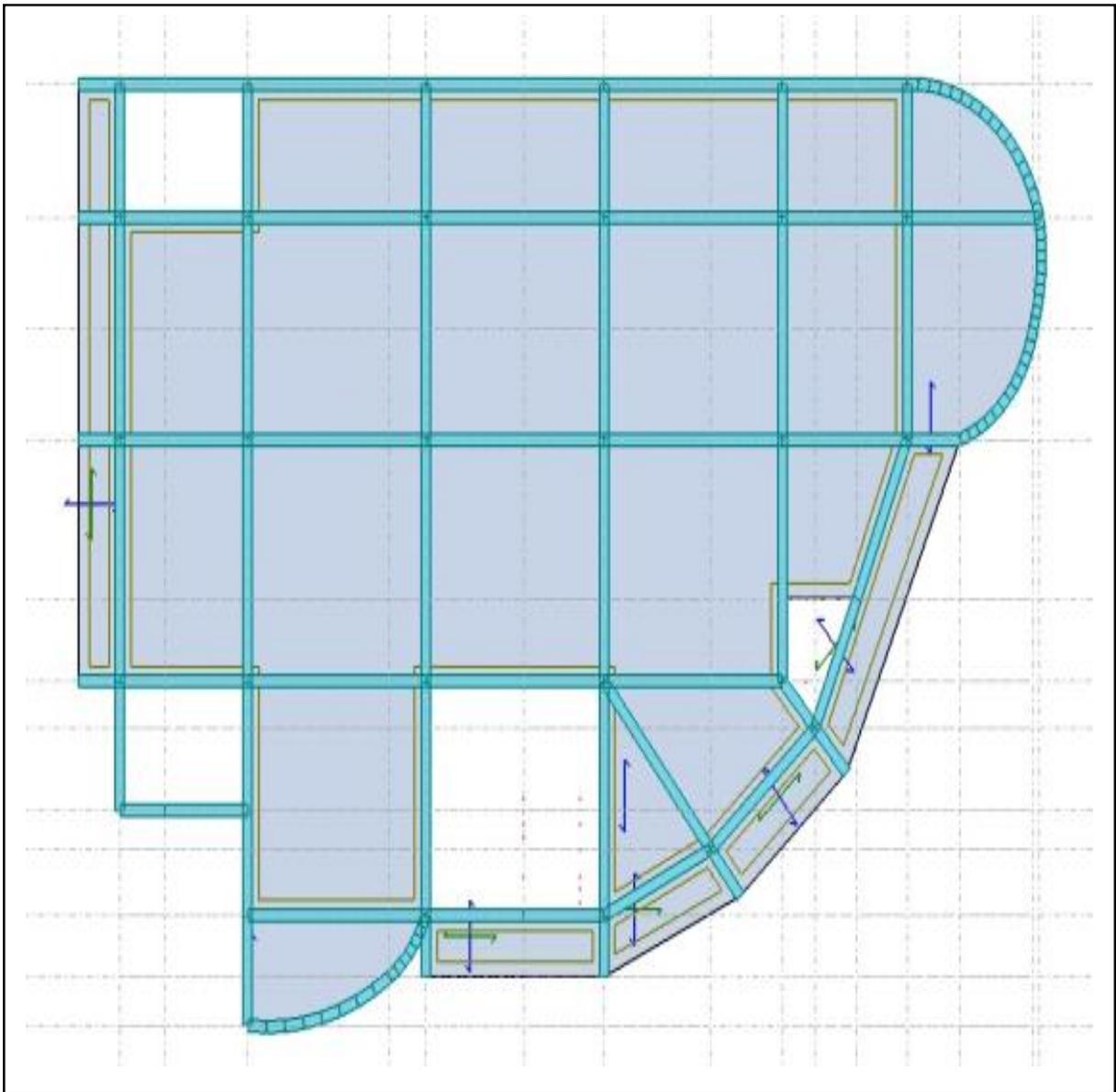


Figure III.3. Plan du balcon en dalle pleines.

| Panneaux | Appuis | Lx (m) | Ly (m) | Lx/Ly | e_{cal} (cm) | e (cm) |
|----------|--------|--------|--------|-------|----------------|--------|
| 1 | 3 | 1.50 | 4.64 | 0.37 | 3.75 | 15 |
| 2 | 3 | 1.40 | 6.00 | 0.23 | 3.5 | 15 |

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré Dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour une Épaisseur des dalles : $e = 15$ cm.

III.3.1. Calcul des balcons dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

Tableau III.12. Charge et surcharge de type de balcon

| BALCON | Type de balcon | G (kN/ml) | Q (kN/ml) | P (kg/ml) | L(m) |
|--------|-----------------|-----------|-----------|-----------|------|
| 1 | Balcon terrasse | 5.25 | 1 | 2.25 | 1.50 |
| | Balcon étage | 5.25 | 3.5 | 2.25 | |
| 2 | Balcon terrasse | 5.25 | 1 | 2.25 | 1.40 |
| | Balcon étage | 5.25 | 3.5 | 2.25 | |

III.3.2. Calcul des moments

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ml} ; P_u = (1,35 P) \times 1\text{ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q) \times 1\text{ml} , P_s = P \end{cases} \quad (16)$$

Le moment ultime a l'encastrement : $M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l$ (17)

Effort tranchant : $V_u = q_u \times l + P_u$ (18)

Le moment service à l'encastrement : $M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l$ (19)

Effort tranchant : $V_s = q_s \times l + P_s$ (20)

Tableau III.13. Calcul des sollicitations des balcons

| Panne 1 | | q (kN/m) | P (kN) | M (kN.m) | V (kN) |
|--------------------|-----|----------|--------|----------|--------|
| Balcon terrasse | ELU | 8.59 | 3.1 | 14.63 | 16.195 |
| | ELS | 6.25 | 2.25 | 10.71 | 11.825 |
| Balcon étage | ELU | 12.34 | 3.1 | 18.84 | 21.82 |
| | ELS | 8.75 | 2.25 | 13.52 | 15.575 |
| Panne 2 | | q (kN/m) | P (kN) | M (kN.m) | V (kN) |
| Balcon terrasse | ELU | 8.59 | 3.1 | 13.05 | 15.34 |
| | ELS | 6.25 | 2.25 | 9.56 | 11.2 |
| | ELU | 12.34 | 3.1 | 16.73 | 20.59 |

| | | | | | |
|-----------------|-----|------|------|----|------|
| Balcon étage | ELS | 8.75 | 2.25 | 12 | 14.7 |
|-----------------|-----|------|------|----|------|

III.3.3. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 13 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_{bc} = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{18.84 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.079$$

$$\mu_{bc} = 0.079 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l) \text{ avec } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.079 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.079}) = 0.1$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.4 \times 0.1) = 12.48 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{18.84 \times 10^6}{124.8 \times 348} = 535.6 \text{ mm}^2 = 5.4 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures

Sens principal : $A_p = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$, avec espacement de 20 cm

Sens secondaire : $A_s = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec espacement de 20 cm

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_p = 6\text{HA}10 = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_s = 4\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.3.4. Vérification à nécessaire

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{21.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.167 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (21)$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ vérifiée

❖ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad (22)$$

$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(5.65)y - 15(5.65 \times 13) = 0 \rightarrow y = 3.63 \text{ cm}$

$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$

$I = \frac{100 \times 3.63^3}{3} + 15 \times 5.65(13 - 3.63)^2 = 7797.26 \text{ cm}^4$

$k = \frac{13.52}{7797.26 \times 10^{-8}} = 17.3 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{bc} = k \times y = 0.173 \times 36.3 = 6.27 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ vérifiée

❖ **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times F_e}{3}, 110\sqrt{\eta \times F_{t28}}\right) \end{cases} \quad (23)$$

$\sigma_s = 0.173 \times 15 \times (130 - 36.3) = 193.52 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times 400}{3}, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots$ vérifiée

❖ **Vérifications de la flèche**

$\frac{e}{l} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots$ vérifiée

$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$ vérifiée

III.3.5. Schéma de ferrailage

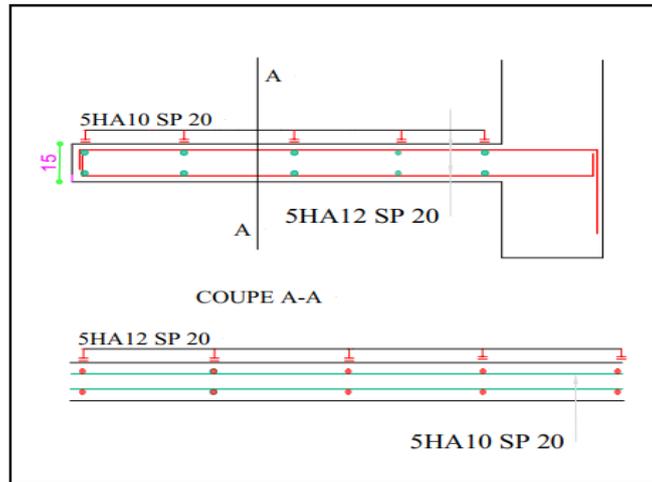


Figure III.4. Schéma de ferrailage de balcon

III.4. Etude des escaliers

On fera l'étude de deux types d'escalier les plus sollicitées en termes de dimensions,

L'escalier type 01 (pour coupe A-A sur entre sol)

L'escalier de type 02 (pour coupe A-A sur étage)

III.4.1. Escalier de type

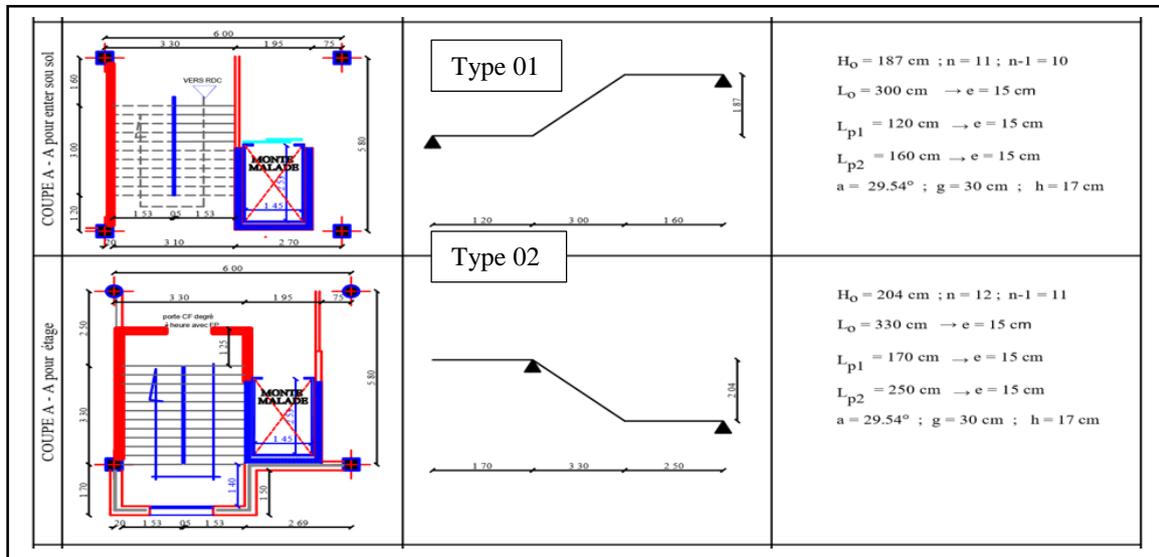


Figure III.5. Schéma de l'escalier les plus sollicitées (type 01, type 02).

❖ Evaluation des charges de l'escalier

Tableau III.14. Evaluation des charges de l'escalier

| charge | $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$ | $Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$ |
|--------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Le palier | 5.73 | 2.5 |
| La paillasse | 8.77 | |

❖ **La charge équivalente**

$$G(\text{moy}) = \frac{G_{\text{palier}} \times (L_{p1} + L_{p2}) + G_{\text{paillasse}} \times L_0}{L_0 + L_{p1} + L_{p2}} \quad (24)$$

Tableau III.15. Charge équivalente de l'escalier

| l'escalier | La charge | Longueur (m) | G (KN/ml) | Q (KN/ml) |
|------------|--------------|--------------|-----------|-----------|
| type 01 | Le palier | 2.8 | 7.3 | 2.5 |
| | La paillasse | 3 | | |
| type 02 | Le palier | 4.2 | 7.07 | 2.5 |
| | La paillasse | 3.3 | | |

❖ **Combinaisons des charges**

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \\ \text{ELS : } q_s = G + Q \end{cases} \quad (25)$$

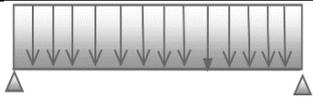
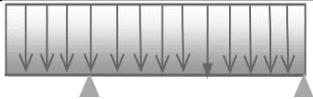
Tableau III.16. Combinaisons des charges de l'escalier

| l'escalier | G (KN/ml) | Q (KN/ml) | q _u (KN/ml) | q _s (KN/ml) |
|------------|-----------|-----------|------------------------|------------------------|
| type 01 | 7.3 | 2.5 | 13.61 | 9.8 |
| type 02 | 7.07 | 2.5 | 13.3 | 9.57 |

❖ **Sollicitation dans l'escalier**

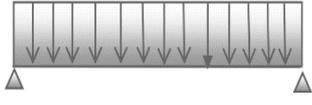
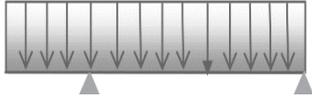
➤ L'ELU

Tableau III.17. Sollicitation L'ELU de l'escalier

| l'escalier | Schéma statique | M _{max} (KN.m) | M _a (KN.m) | M _t (KN.m) | T _{max} (KN) | R _G (KN) | R _D (KN) |
|------------|---|----------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| type 01 |  | 57.12 | 17.14 | 48.55 | 39.47 | 39.47 | 39.47 |
| type 02 |  | 46.75 | 19.22 | 46.75 | 41.89 | 64.5 | 35.25 |

➤ L'ELS

Tableau III.18. Sollicitation L'ELS de l'escalier

| l'escalier | Schéma statique | M_{max} (KN.m) | M_a (KN.m) | M_t (KN.m) | T_{max} (KN) | R_G (KN) | R_D (KN) |
|------------|---|---------------------|-----------------|-----------------|-------------------|---------------|---------------|
| type 01 |  | 41.13 | 12.34 | 34.96 | 28.42 | 28.42 | 28.42 |
| type 02 |  | 32.95 | 13.83 | 32.95 | 30.13 | 46.40 | 25.37 |

III.4.2. Calcul à l'ELU

❖ Ferrailage a l'ELU

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de Largeur $b = 1m$

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 13 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{48.55 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.079$$

$$\mu_{bc} = 0.202 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2}) = 0.282$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.4 \times 0.282) = 11.534 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{48.55 \times 10^6}{11.534 \times 348} = 752.3 \text{ mm}^2 = 7.5 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{19.22 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.08$$

$$\mu_{bc} = 0.08 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.1$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.4 \times 0.1) = 12.48 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{19.22 \times 10^6}{12.48 \times 348} = 442.5 \text{ mm}^2 = 4.43 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures

➤ En travée :

Sens principal : $A_p = 7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2$, avec espacement de 15cm

Sens secondaire : $A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$, avec espacement de 20cm

➤ En Appuis :

Sens principal : $A_p = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$, avec espacement de 15cm

Sens secondaire : $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec espacement de 25cm

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée} \begin{cases} A_p = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{En Appuis} \begin{cases} A_p = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.4.3. Vérification à nécessaire

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{41.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.322 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (26)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad (27)$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(7.92)y - 15(7.92 \times 13) = 0 \rightarrow y = 5.63 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.63^3}{3} + 15 \times 7.92(13 - 5.63)^2 = 18390.76 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{34.96}{7797.26 \times 10^{-8}} = 19 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0.19 \times 56.3 = 13.7 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times F_e}{3}, 110\sqrt{\eta \times F_{t28}}\right) \end{cases} \quad (28)$$

$$\sigma_s = 0.19 \times 15 \times (130 - 56) = 200.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times 400}{3}, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérifications de la flèche**

si les condition suivants sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l} = \frac{0.15}{7.5} = 0.02 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{7.92}{100 \times 13} = 0.006 \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.4.4. Schéma de ferrailage de l'escalier

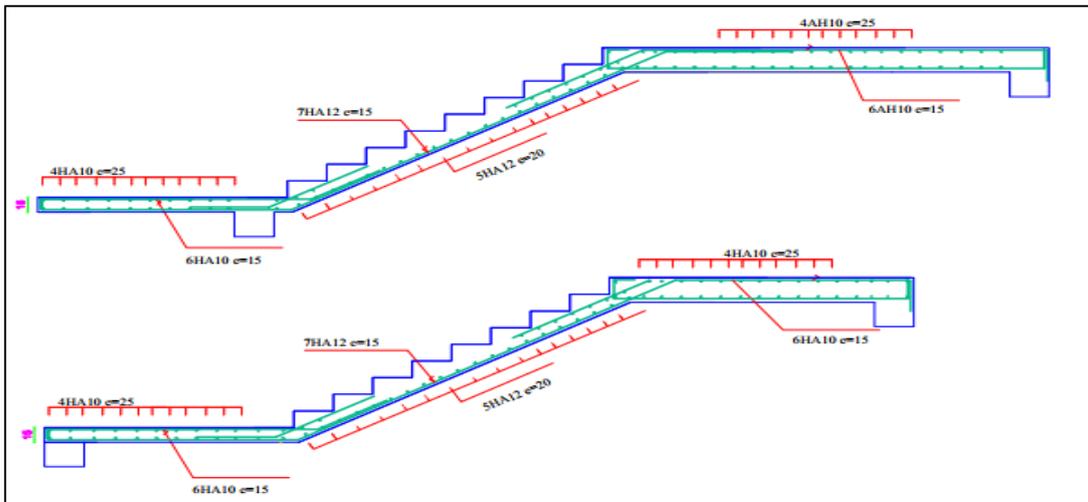


Figure III.6. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4.5. Etude de la poutre palière :

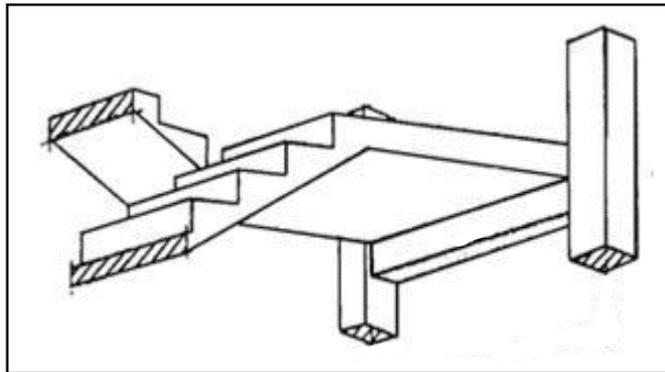


Figure III.7 : Vue 3D pour la poutre palière

❖ Dimensionnement

➤ Pour : L = 3.3m

Selon le BAEL 91 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 3.3 \text{ m} \\ \text{Hauteur : } \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \rightarrow 22 \leq h \leq 33 \rightarrow h = 30 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 20 \rightarrow b = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (29)$$

Selon le RPA99 version 2003[article7.5.1 P64] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{50}{30} = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{array} \right. \quad (30)$$

Donc les dimensions de la poutre de palier sont de (30x20) cm²

❖ Définition des charges

Poids propre de la poutre : $G_0 = 0,30 \times 0,20 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur :(mur extérieure) : $G_m = 2.25 \times 2.04 = 5 \text{ kN/ml}$

Le poids de palier : $G_p = 5.73 \text{ KN/ml}$.

Donc : $G = 1.5+5+5.73 = 12.23 \text{ KN/ml}$.

$Q=2,5\text{KN/ml}$

❖ **Calcul des sollicitations**

$$\begin{matrix} \text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \\ \text{ELS : } q_s = G + Q \end{matrix} ; \left\{ \begin{array}{l} \text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \\ \text{Effort tranchant : } V_u = q \times \frac{l}{2} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} M_a = 0.3M_0 \\ M_t = 0.85M_0 \end{array} \right. \quad (31)$$

Tableau III.19. Sollicitation la poutre palière

| | Schéma statique | q (KN/m) | L (m) | M ₀ (KN.m) | M _a (KN.m) | M _t (KN.m) | V _{max} (KN) |
|-----|-----------------|-------------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| ELU | | 20.26 | 3.3 | 27.58 | 8.27 | 23.44 | 33.43 |
| ELS | | 14.43 | | 19.64 | 5.89 | 16.69 | 23.81 |

III.4.5.1. Calcul à l'ELU en flexion

On a : $b = 20 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 27 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{23.44 \times 10^6}{200 \times 270^2 \times 14.2} = 0.113$$

$$\mu_{bc} = 0.113 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.113}) = 0.150$$

$$Z = 27 \times (1 - 0.4 \times 0.150) = 25.38 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{23.44 \times 10^6}{253.8 \times 348} = 265.4 \text{ mm}^2 = 2.65 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{8.27 \times 10^6}{200 \times 270^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\mu_{bc} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.051$$

$$Z = 27 \times (1 - 0.4 \times 0.1) = 26.45 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{8.27 \times 10^6}{264.5 \times 348} = 89.84 \text{ mm}^2 = 0.89 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures**

En travée : Donc on adopte $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

En Appuis : Donc on adopte $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

En plus de la condition de non fragilité on ajoute pour les poutres la section d'acier minimale recommandée par les règles (RPA99v2003 .7.5.2.1 P165)

$$A_{\min} = \max\left(0.005bh ; 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}\right) = (3 \text{ cm}^2 ; 0.65 \text{ cm}^2) = 3 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3 \text{ cm}^2 \\ \text{En Appuis: } A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Armatures transversales**

Suivant l'article A.5.1, 22 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t \times F_e}{b \times s_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (32)$$

St : est l'espacement des cours s'armatures transversales, qui est donné par l'article 7.5.2.2 des règles RPA comme suit

➤ Zone nodale :

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right) = \min(7.5; 14.4; 30 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm} \rightarrow s_t = 7 \text{ cm}$$

Avec ϕ est le plus petit des diamètres longitudinales c.-à-d. 1.2 cm,

➤ Hors zone nodale :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc on adopte } s_t = 15 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.4 \times \frac{b \times s_t}{F_e} = 0.4 \times \frac{200 \times 150}{235} = 51.06 \text{ mm}^2 = 0.51 \text{ cm}^2 \\ A_t = 0.003 \times b \times s_t = 0.003 \times 20 \times 15 = 0.9 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.5.2. Vérification à nécessaire

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{33.43 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.27} = 0.619 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (33)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (34)$$

$$A' = 0; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 27) = 0 \rightarrow y = 4.75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{20 \times 4.75^3}{3} + 15 \times 3.39(27 - 4.75)^2 = 25888.4 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{19.64}{25888.4 \times 10^{-8}} = 7.58 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0.0758 \times 47.5 = 0.356 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \times F_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times F_{t28}} \right) \end{cases} \quad (35)$$

$$\sigma_s = 0.0758 \times 15 \times (270 - 47.5) = 173.4 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \times 400}{3}, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérifications de la flèche**

si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l} = \frac{0.3}{3.3} = 0.091 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.006 \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.5.3. Calcul des armatures à la torsion

❖ **Calcul de la contrainte tangentielle de torsion**

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section :

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times b_0 \times \Omega} \text{ avec } b_0 = \frac{a}{6}; T_u = c \times V_u \times \frac{l}{2} \quad (36)$$

- a : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section
- $c \times V_u = 0.1 \times 41.89 = 4.189 \text{ KN}$
- Ω : l'aire du contour à mi-épaisseur des parois
- T_u = le moment de torsion ultime

$$a = 0.2 \text{ m} \rightarrow b_0 = 0.033 \text{ m} \rightarrow \Omega = (a - b_0)(b - b_0) = 0.044 \text{ m}^2; T_u = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times b_0 \times \Omega} = \tau_u = \frac{6.91 \times 10^{-3}}{2 \times 0.033 \times 0.044} = 2.38 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification de contraintes tangentielles**

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uf}^2} \leq \overline{\tau}_u \quad (37)$$

$$\rightarrow \sqrt{2.38^2 + 0.619^2} = 2.45 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Détermination des armatures de torsion**

➤ Les armatures longitudinales

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on a :

$$A_l = \frac{M_T \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times F_e} \quad (38)$$

$$\text{avec } \mu = 2(a + b - 2b_0) \rightarrow \mu = 0.868 \text{ m} \rightarrow A_l = 1.96 \text{ cm}^2$$

On adopte pour les armatures longitudinales de torsion : $A_{sT} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- Les armatures transversales

$$A_t = \frac{M_T \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times F_e} \quad (39)$$

→ $e = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t = 0.58 \text{ cm}^2$

❖ **Ferraillage totale**

La poutre palier, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de torsion

- Armatures longitudinales

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_s = A_{s_T} + A_{s_f} = 3\text{HA12} + 3\text{HA12} = 6\text{HA12} = 6.78 \text{ cm}^2 \\ \text{En Appuis: } A_s = A_{s_T} + A_{s_f} = 3\text{HA12} + 3\text{HA12} = 6\text{HA12} = 6.78 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures transversales

$A_t = A_{t_T} + A_{t_f} = 0.58 + 0.9 = 1.48 \text{ cm}^2$ les armatures transversales $A_t = 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification au ferraillage minimal (Torsion-flexion)**

- Armatures longitudinales

$$\begin{cases} \text{en travée: } \frac{A_s \times F_e}{b_0 \times \mu} = \frac{6.78 \times 400 \times 10^{-4}}{0.033 \times 0.868} = 9.47 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \\ \text{en appui: } \frac{A_s \times F_e}{b_0 \times \mu} = \frac{6.78 \times 400 \times 10^{-4}}{0.033 \times 0.868} = 9.47 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \end{cases} \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Armatures transversales

$$\frac{A_t \times F_e}{b_0 \times s_t} = \frac{2.01 \times 235 \times 10^{-4}}{0.033 \times 0.15} = 9.54 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.5.5. Schéma de ferraillage :

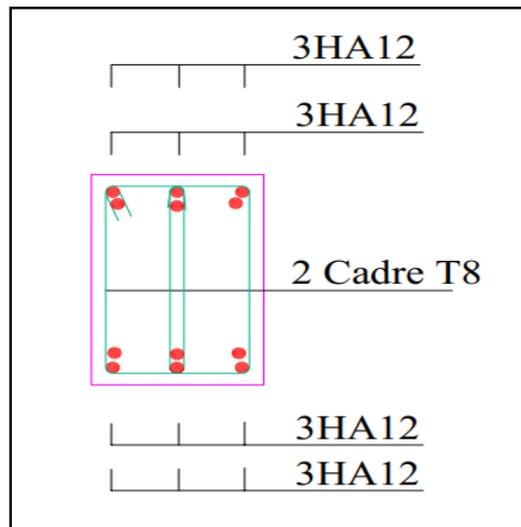


Figure III.8. Schéma de ferraillage de la poutre palier.

III.5. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique (F_p) et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale 60 cm.

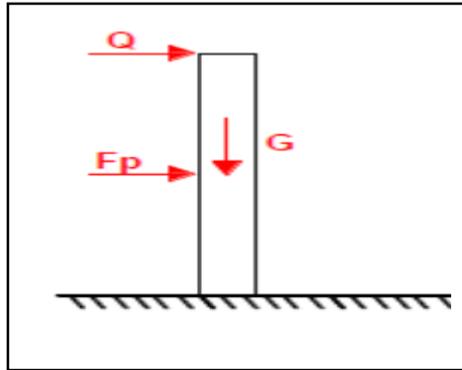


Figure III.9. Modèle de calcul d'acrotère

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

Poids propre : $G = 0.078 \times 25 = 1.95 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN}$

La force sismique : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)} \quad (40)$

$$\begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale} \\ W_p = 1.95 \text{ KN : poids propre de l'acrotère} \end{cases} \rightarrow F_p = 0.75 \text{ KN}$$

❖ **Sollicitations**

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 1.95 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{F_p} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{F_p} = F_p \times h = 0.75 \times 0.6 = 0.45 \text{ KN.m}$

$Q = \max \{F_q, F_p\} \quad Q = 1 \text{ KN/ml.}$

❖ **Combinaison des sollicitations**

➤ **ELU**

L'effort normal : $N_U = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.95 = 2.6325 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

➤ **ELS**

L'effort normal : $N_U = G = 1.75 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $T_u = Q = 1 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée pour une bande de 1m

Tableau III.20. Combinaisons d'actions de l'acrotère.

| Cas | Combinaisons | M (K N.m) | N(KN) | T(KN) |
|-----|--------------|-----------|--------|-------|
| ELU | 1.35G + 1.5Q | 0.9 | 2.6325 | 1.5 |
| ELS | G+Q | 0.6 | 1.75 | 1 |

III.5.1. Calcul à l'ELU

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$h = 10 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$, $d' = 2 \text{ cm}$

❖ **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

On a : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.6325} = 0.34 \text{ m} \rightarrow e_u = 34.2 \text{ cm}$; $\frac{h}{2} - d' = \frac{60}{6} - 2 = 3 \text{ cm}$

$e_u > \frac{h}{2} - d'$: D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

❖ **Calcul en flexion simple**

$$e_a = e_u + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.34 + 0.03 = 0.37$$

$$M_f = N_u \times e_a = 2.6325 \times 0.37 = 0.974 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du Moment réduit**

$$\mu_{bc} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad (41)$$

avec $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ donc : $\mu_{bc} = \frac{0.974 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.01$

❖ **Calcul des moments réduit limite**

$$\mu_{lu} = (3440 \times \gamma + 49 \times F_{c28} - 3050) \times 10^{-4} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_f}{M_s} \quad (42)$$

$$\gamma = \frac{0.974}{0.6} = 1.62 \rightarrow \mu_{lu} = (3440 \times 1.62 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.37$$

$$\mu_{bc} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \mu_{bc}) = 8 \times (1 - 0.4 \times 0.01) = 7.968 \text{ cm}$$

❖ **Armatures fictive**

$$A_u = \frac{M_f}{Z \times f_s} \text{ avec : } f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{0.974 \times 10^6}{79.68 \times 348} = 35.13 \text{ mm}^2 = 0.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_u < A_{\min}$ Donc le ferrailage se fera avec A_{\min}

Soit $A_s = 4HA8$ avec un espacement $e = 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal : $A_p = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec espacement de 25cm

Sens secondaire : $A_s = A_p / 4 = 0.5 \text{ cm}^2$ soit $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$, avec espacement de 15cm

III.5.2. Vérification nécessaire

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0186 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (43)$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ vérifiée

❖ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \text{ avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad (44)$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(2.01)y - 15(2.01 \times 8) = 0 \rightarrow y = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 1.92^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 1.92)^2 = 1350.47 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{0.6}{1350.47 \times 10^{-8}} = 4.44 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0.0444 \times 19.2 = 0.85 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

❖ **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times \eta \times (d + y) \\ \bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2 \times F_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times F_{t28}}\right) \end{cases} \quad (45)$$

$$\sigma_{bc} = 0.0444 \times 15 \times (80 + 19.2) = 40.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2 \times 400}{3}, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots$ vérifiée

III.5.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

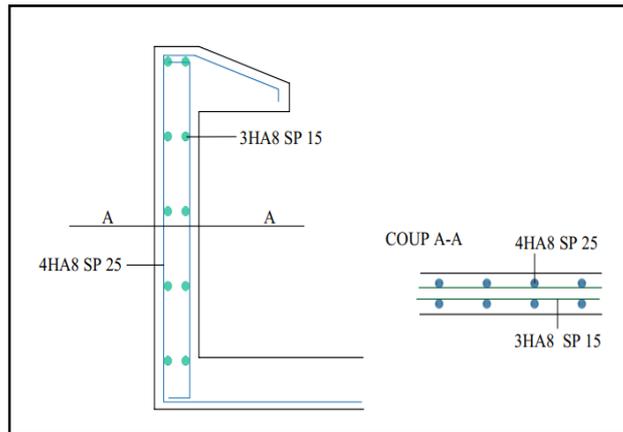


Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6. Etude d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Se déplaçant le long de guides inclinés dont l'angle avec la verticale n'excède pas 15°

- La surface de passage d'ascenseur : $S=2.53 \times 1.45 = 3.4 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle : $l_x = 1.45 \text{ m}$, $l_y = 2.53 \text{ m}$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.45}{2.53} = 0.5 \rightarrow \text{Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{1.45}{30} = 4 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 12cm (RPA99/version 2003) On prend : $h_t = 15 \text{ cm}$

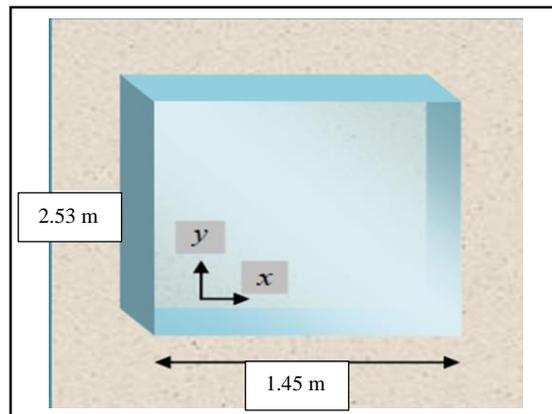


Figure III.11. Dalle pleine d'ascenseur

III.6.1. Charge et surcharge de la machine

- Charges permanentes

$$P1 = \text{poids propre de la dalle} = 0,15 \times 25 = 3.75 \text{ KN /m}^2$$

$$P2 = \text{poids de la cabine} + \text{machinerie} + \text{contre poids} = 10 + 6,3 = 16,3 \text{ KN /m}^2$$

$$G = P1 + P2 = 3.75 + 16.3 = 20.05 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

III.6.2. Calcul Des Sollicitations

➤ ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 20.05 + 1.5 \times 5 = 35.175 \text{ KN/m}^2$

➤ ELS : $q_s = G + Q = 20.05 + 5 = 25.05 \text{ KN/m}^2$

➤ $l_x = 1.45 \text{ m}$, $l_y = 2.53 \text{ m} \rightarrow \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.57 > 0.4$

La dalle porte sur les deux directions (x, y)

➤ A l'état limite ultime (E.L.U) $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0.087 \\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0.95(1 - \alpha)^2] = 0.26 \end{array} \right. \quad (46)$

❖ Calcul des moments pour les bandes de largeur unité

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2 = 0.087 \times 35.175 \times 1.45^2 = 6.43 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = \mu_y \times M_{0x} = 0.26 \times 6.43 = 1.67 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Calcul des moments dans la dalle

➤ Les moments en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 6.43 = 5.46 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 1.67 = 1.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Les moments en appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 6.43 = 3.21 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 1.67 = 0.835 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Valeurs minimales à respecter

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{travée : } M_{ty} = 1.07 \text{ KN.m} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 1.365 \dots \dots \text{ CNV} \\ \text{appuis : } M_{ay} = M_{ax} = 3.21 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.6.3. Le ferrailage

La dalle est ferrillée dans les deux sens en fonction de M_x et M_y .

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{q_u}{q_s} = \frac{35.17}{25.05} = 1.4 \quad ; \quad d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times f_{c28} \times \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4} \quad (47)$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1.4 + 49 \times 25 \times \frac{1}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0.299$$

❖ Selon X

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{5.46 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu_{bc} = 0.022 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.022) = 12.82 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{5.46 \times 10^6}{128.2 \times 348} = 122.3 \text{ mm}^2 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{3.21 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_{bc} = 0.013 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.013) = 12.89 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = \frac{3.21 \times 10^6}{128.9 \times 348} = 71.56 \text{ mm}^2 = 0.72 \text{ cm}^2$$

❖ Selon Y

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{1.07 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\mu_{bc} = 0.004 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.004) = 12.96 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{1.07 \times 10^6}{129.6 \times 348} = 23.85 \text{ mm}^2 = 0.24 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{0.835 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.003$$

$$\mu_{bc} = 0.003 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.003) = 12.97 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{0.835 \times 10^6}{129.7 \times 348} = 18.73 \text{ mm}^2 = 0.19 \text{ cm}^2$$

III.6.4. Section minimales des armatures

❖ Selon Y

Pour l'acier feE400

$$A_{min} = 0.8h = 0.8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.24 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 0.19 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ay} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Selon X

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_y = \frac{3-0.57}{2} \times 1.2 = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.2 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{tx} = 1.45 \text{ cm}^2 \\ A_{ax} = 0.72 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ax} = 1.45 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Choix des diamètres

$$\text{Il faut que } \emptyset < \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm}$$

❖ **Choix des aciers et espacement maximum des armatures St**

➤ Sens Lx : $A_{tx} = 1.45 \text{ cm}^2$

$$e \leq \min(2. h ; 22 \text{ cm}) = \min(30 ; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Choix des barres HA12, esp = 20 cm

➤ Sens Ly : $A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2$

$$e \leq \min(3. h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Choix des barres HA12, esp = 20 cm

➤ Chapeau : $A_{ax} = 1.45 \text{ cm}^2$

Choix des barres HA 12, esp = 20 cm

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

Sollicitation ultimes : $\alpha \geq 0,4$

$$\alpha \geq 0,4 \rightarrow \begin{cases} T_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{35.175 \times 1.45}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.57}{2}} = 19.84 \text{ kN} \\ T_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{35.175 \times 1.45}{3} = 17 \text{ kN} \leq T_{ux} = 19.84 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.152 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ vérifiée

III.6.5. Schéma de ferrailage de la dalle machine :

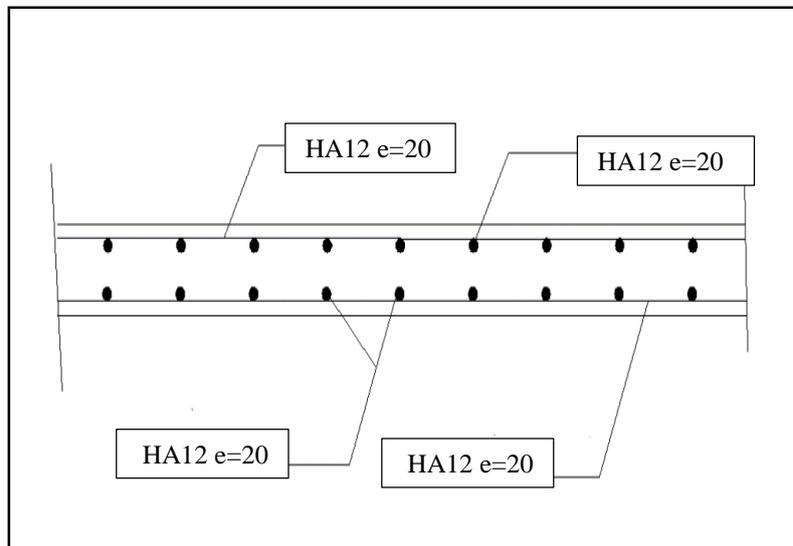


Figure III.12. Ferrailage de la dalle machine

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Dans tous les chapitres précédents nous avons considéré que la structure est soumise à des sollicitations statiques. Les charges verticales étaient supposées s'exercer d'une manière permanente et le facteur temps n'a jamais intervenu dans les calculs. Ce chapitre est lui entièrement tourné vers les risques sismiques que pourrait subir notre structure. Ceci car elle est située sur une zone de sismicité moyenne. L'action du séisme est l'un des problèmes majeur que l'ingénieur doit prendre en considération comme point primordial dans l'élaboration des calculs.

IV.2. Méthode De Calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3. Principe de la méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme est représentée par un spectre permettant d'évaluer la réponse d'une structure à un séisme.

IV.4. Calcul La méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \quad (1)$$

❖ Coefficient d'accélération de zone A

Il est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment donné par le tableau 4.1 inclut dans le règlement parasismique algérien.

$A = 0.15$ (Zone IIa – groupe d'usage2).

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen D

$$D \begin{cases} 2.5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3 \end{cases} \quad (2)$$

➤ facteur de correction d'amortissement η

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \rightarrow \text{Voiles ou murs} : \varepsilon = 10 \rightarrow \eta = 0.76 > 0.7$$

➤ période fondamentale de la structure T

C_T : Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

H_N : La hauteur totale de la structure

$$\begin{cases} T = C_T \times (H_N)^{3/4} \left\{ \begin{array}{l} C_T = 0.05 \\ H_N = 23.64 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow T = 0.53 \text{ s} \\ T = \frac{0.09 \times H_N}{\sqrt{D}} \left\{ \begin{array}{l} D_x = 30.3 \text{ m} \\ D_y = 23.53 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} T_x = 0.4 \text{ s} \\ T_y = 0.45 \text{ s} \end{cases} \end{cases} \quad (3)$$

➤ périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Elles sont données par le tableau 4.7 inclut dans le règlement parasismique algérien.

pour Site $S_2 \rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s} , T_2 = 0.4 \text{ s}$

➤ La valeur minimale de période fondamentale

$$\begin{cases} T_x = \min(0.53 ; 0.4) = 0.4 \text{ s} \\ T_y = \min(0.53 ; 0.45) = 0.45 \text{ s} \end{cases}$$

| Sens | T_2 | T_i | Condition | | η | Calcul | D |
|------|-------|-------|---------------------|----|--------|------------------------|-----|
| X | 0.4 | 0.4 | $0 \leq T \leq T_2$ | CV | 0.76 | 2.5η | 1.9 |
| Y | | 0.45 | $T_2 \leq T \leq 3$ | CV | | $2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$ | 1.8 |

❖ coefficient de comportement global de la structure R

La valeur est donnée par le tableau (4.3) du RPA99/v2003, en fonction du système de contreventement (Voiles/Murs) $R = 3.5$

❖ facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ (4)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

| N° | critère de qualité "q" | selon (X) | selon (Y) |
|--------------|---|-----------|-----------|
| 1 | Conditions minimales sur les files de contreventement | 0.05 | 0.05 |
| 2 | Redondance en plan | 0.05 | 0.05 |
| 3 | Régularité en plan | 0.05 | 0.05 |
| 4 | Régularité en élévation | 0 | 0 |
| 5 | Contrôle de qualité des matériaux | 0.05 | |
| 6 | Contrôles d'exécution | 0.1 | |
| $\sum_1^6 q$ | | 0.25 | 0.25 |

$$\begin{cases} \text{Sens X} \rightarrow Q_x = 1 + \sum_1^6 q_x = 1.25 \\ \text{Sens Y} \rightarrow Q_y = 1 + \sum_1^6 q_y = 1.25 \end{cases}$$

❖ **poids total de la structure W**

W est égal à la somme des poids, calculés à chaque niveau

$$W = \sum w_i \text{ avec } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi} \quad (5)$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes de la structure.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

$\beta = 0,6$ Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Dans notre cas : $W = 5434866,92\text{kg} = 54348.67\text{KN}$

❖ **Calcule forces sismiques V statique à chaque étage**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée selon la hauteur de la structure par les formules suivantes :

$$V_x = F_t + \sum F_i \rightarrow \begin{cases} F_t = 0 \rightarrow (T_x \text{ ou } T_y) = 0,4 \leq 0,7 \text{ s} \\ F_i = \frac{(V_x - F_t) \times wh}{\sum wh} \end{cases} \quad (6)$$

F_i : force horizontale au niveau .

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i : poids revenant aux planchers

V : forces sismiques

Tableau IV.2. Résultante des forces sismiques à chaque étage

| Etage | Wi (kN) | hi (m) | Wi×hi (KN,m) | Wi×h /∑Wi×h | Sens-X | | Sens-Y | |
|-------|------------|-----------|-----------------|----------------|--------|---------|--------|---------|
| | | | | | V(KN) | Fi(KN) | V(KN) | Fi(KN) |
| S.S | 8146,13 | -3,74 | -60933,05 | -0,15 | 5532 | -847,22 | 5241 | -802,66 |
| E.S | 7945,81 | -7,48 | -29717,33 | -0,07 | | -413,19 | | -391,46 |
| RDC | 6205,6 | 3,4 | 21099,04 | 0,05 | | 293,36 | | 277,93 |
| 1 | 5895,47 | 6,63 | 39086,97 | 0,10 | | 543,47 | | 514,88 |
| 2 | 6384,11 | 10,71 | 68373,82 | 0,17 | | 950,68 | | 900,67 |
| 3 | 5772,31 | 13,94 | 80466,00 | 0,20 | | 1118,81 | | 1059,96 |

| | | | | | | | | |
|----------|----------|-------|-----------|------|---|---------|---|---------|
| 4 | 5442,43 | 17,17 | 93446,52 | 0,23 | | 1299,29 | | 1230,95 |
| 5 | 4802,9 | 20,4 | 97979,16 | 0,25 | | 1362,32 | | 1290,66 |
| 6 | 3753,86 | 23,46 | 88065,56 | 0,22 | | 1224,48 | | 1160,07 |
| Σ | 54348,62 | / | 397866,68 | 1,00 | / | 5532,00 | / | 5241,00 |

IV.5.L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times (1 + T/T_1 (2.5 \eta^{Q/R} - 1)) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta \times (1.25 A) \times (Q/R) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \times (1.25 A) \times (Q/R) \times (T^2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \times (1.25 A) \times (T^2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} \times (Q/R) & \dots\dots\dots T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (7)$$

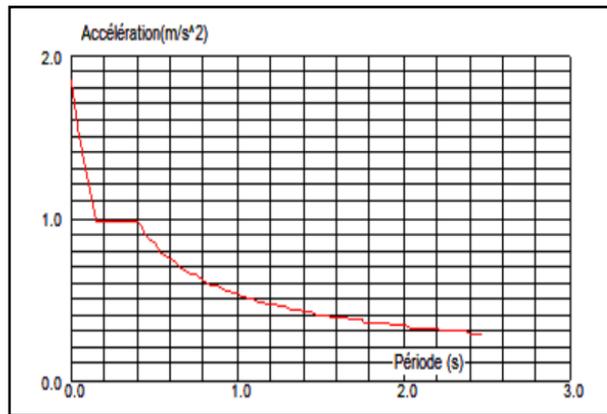


Figure IV.1. Spectre de réponse

IV.6.Modélisation

- ✓ Des axes (ligne de construction) Plan YZ, plan XY, plan XZ
- ✓ Les poteaux et les poutres poutre palière : élément barre type BA
- ✓ De l'épaisseur des panneaux (Dalle pleine, plancher, escalier, Voile)
- ✓ Condition d'appui : encastrement a la base

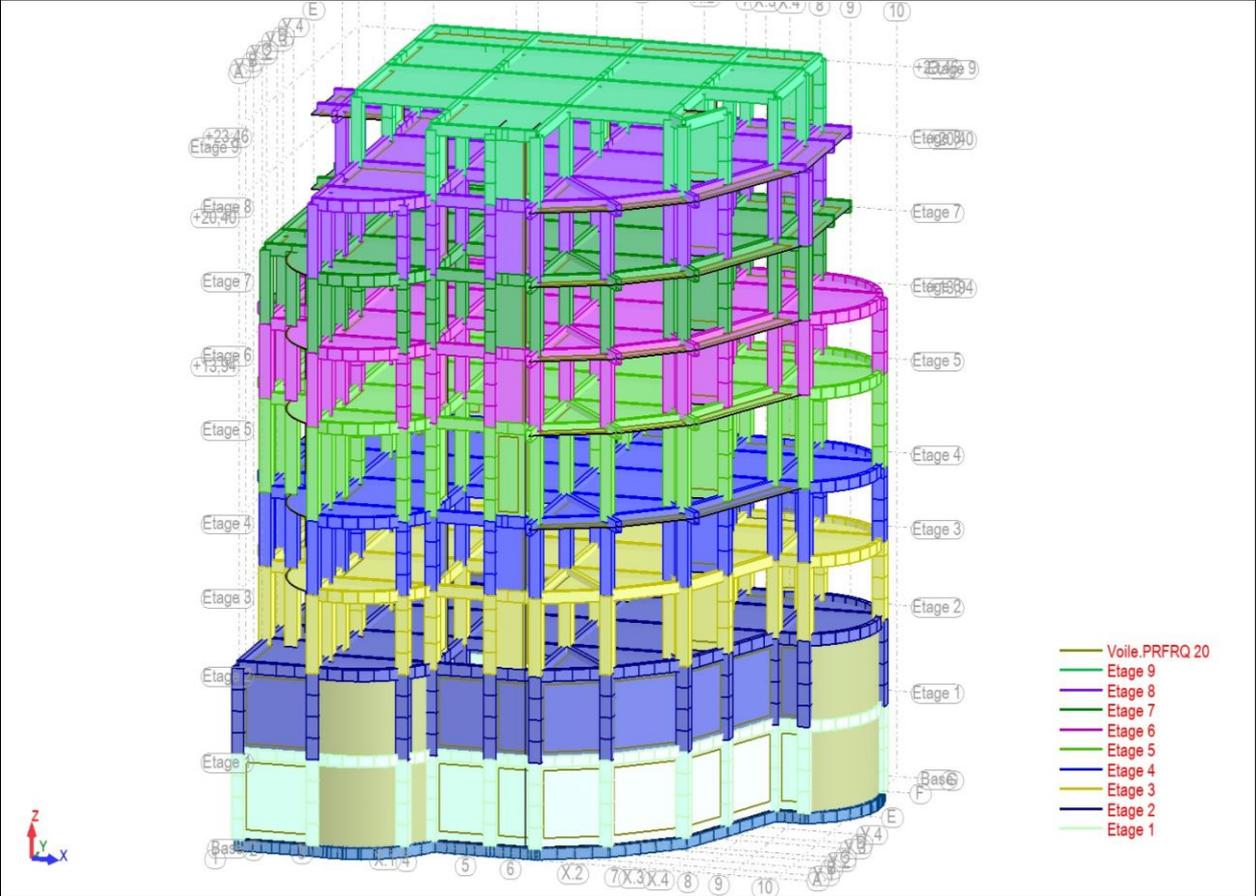


Figure IV.2. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel

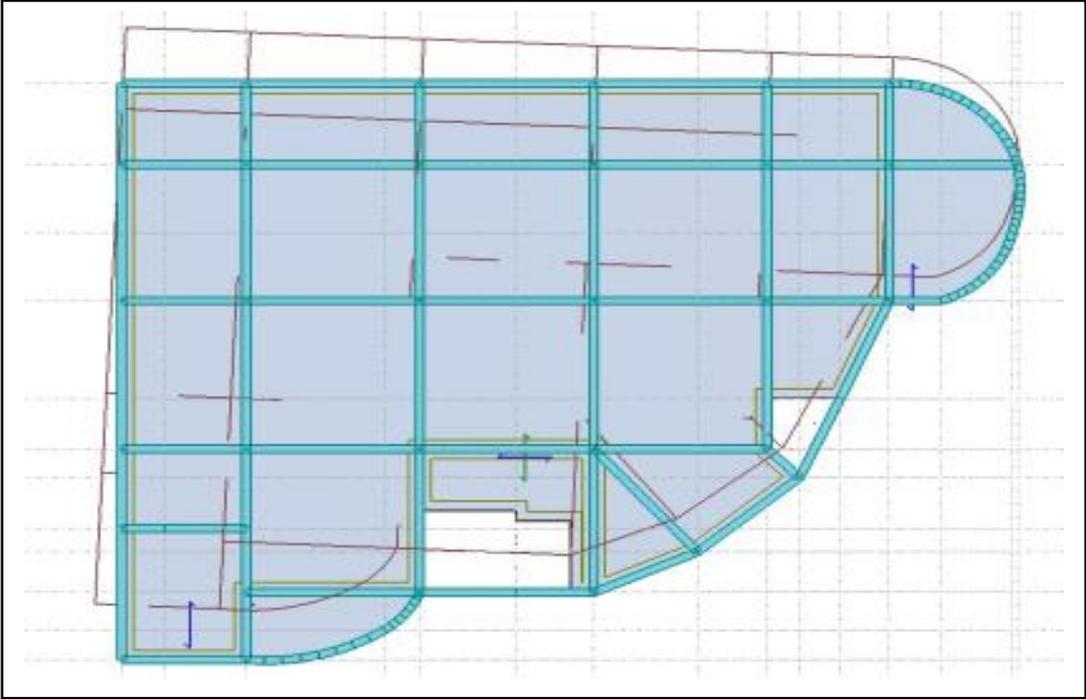


Figure IV.3. Mode 1 (Translation l'axe Y-Y)



Figure IV.4. Mode 2 (Translation l'axe X-X).

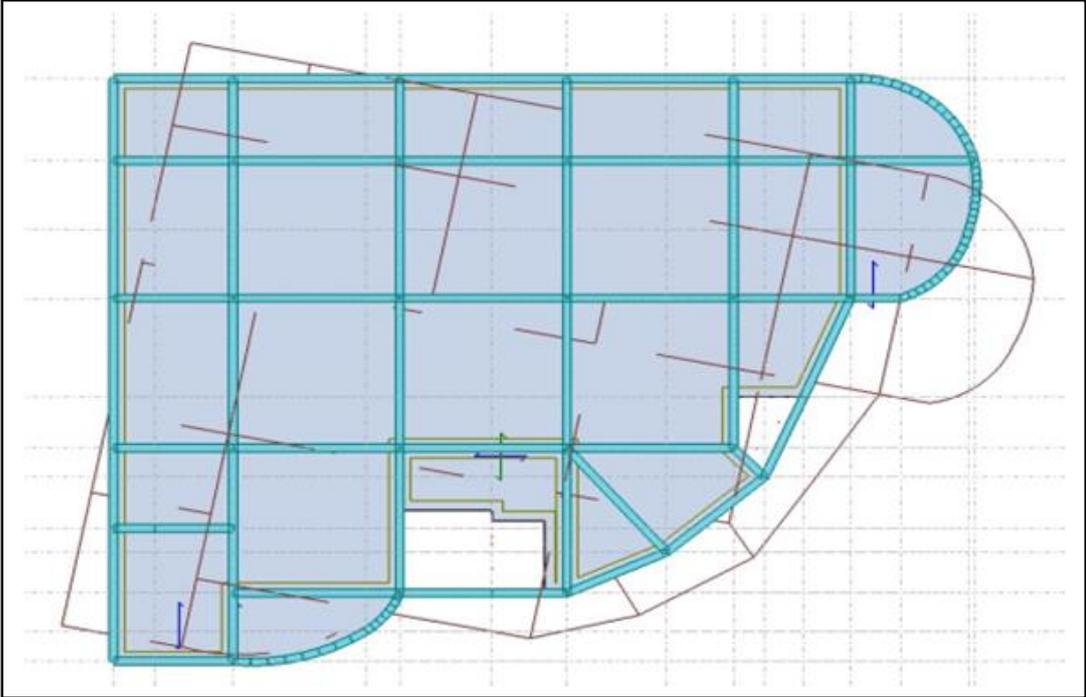


Figure IV.5. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).

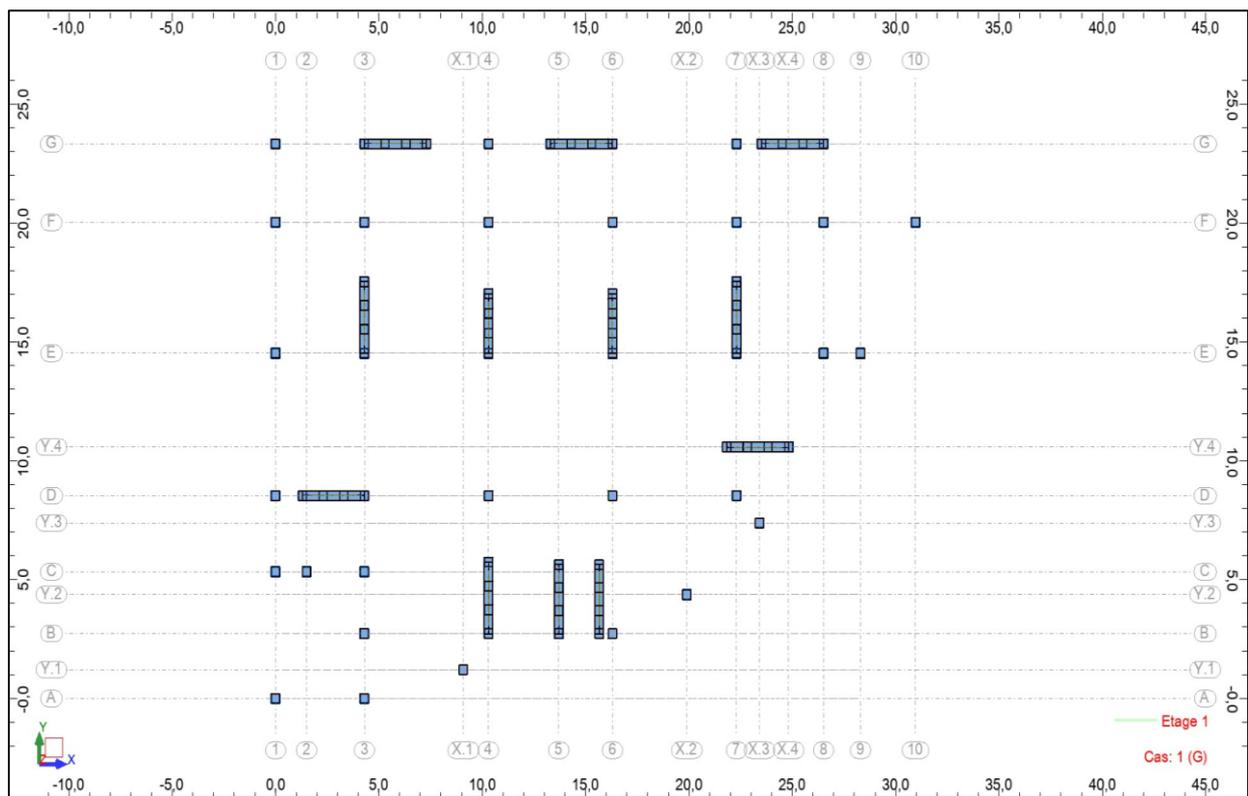


Figure IV.6. Disposition des voiles

IV.7. Vérification RPA 99/ V 2003

❖ Vérification l'effort normal réduit

Tableau. IV.3. Vérification des forces normale réduit

| Section (cm ²) | N_u (kN) | $\frac{N_u}{B f_{c25}}$ | $\frac{N_u}{B f_{c25}} \leq 0.3$ | $a \geq \sqrt{\frac{N_u}{0.3 f_{c25}}}$ (cm) |
|-------------------------------|------------|-------------------------|----------------------------------|---|
| 60×60 | 3400,63 | 0.37 | C.N.V | 70 |
| 55×55 | 2157,80 | 0.29 | C.V | 55 |
| 50×50 | 1012,68 | 0.16 | C.V | 40 |

Donc on choisit : Pour 3 niveau en bas :(70 × 70) cm² la section du poteau

Pour 3 niveau en milieu :(65 × 65) cm² la section du poteau

Pour 3 niveau en haut :(60 × 60) cm² la section du poteau

Tableau. IV.3. Vérification des forces normale réduit

| Section (cm ²) | N_u (kN) | f_{c28} | $\frac{N_u}{B f_{c25}}$ | $\frac{N_u}{B f_{c25}} \leq 0.3$ |
|-------------------------------|------------|-----------|-------------------------|----------------------------------|
| 70×70 | 3400,63 | 25 | 0.27 | C.V |
| 65×65 | 2157,80 | 25 | 0.2 | C.V |
| 60×60 | 1012,68 | 25 | 0.12 | C.V |

D`après les résultats obtenus dans le tableau on voir bien que l`effort normal réduit est vérifié pour tous les niveaux

❖ **Vérification période dynamique**

Sens-X : $T_x = 0.4 s$ et $1.3T_x = 0.52 s \rightarrow T_x = 0.4 s \leq T_d = 0,52 s \leq 1.3T_x = 0.52 s \Rightarrow$
structue meilleur CV

Sens-Y : $T_y = 0.45 s$ et $1.3T_y = 0.59 s \rightarrow T_y = 0.45 s \leq T_d = 0,59 s \leq 1.3T_y = 0.59 s \Rightarrow$
structue meilleur CV

❖ **Vérification forces sismiques de calcul**

➤ Calcul de l'action sismique

$$\begin{cases} \text{sens X} \rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.25 \times 1.9}{3.5} \times 54348.67 = 5532 \text{ KN} \\ \text{sens Y} \rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.25 \times 1.8}{3.5} \times 54348.67 = 5241 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Vérification

L'une des vérifications préconisées par le RPA (Art: 4.3.6)

Sens-X : $V_{dyn.x} = 3836,47 \text{ KN} \geq 0.8V_x = 4425.6 \text{ KN} \dots\dots\dots C.N.V$

Sens-Y : $V_{dyn.y} = 3834,38 \text{ KN} \geq 0.8V_y = 4192.8 \text{ KN} \dots\dots\dots C.N.V$

La force sismique à la base obtenue par la méthode d`analyse modale spectrale dans le sens X Et sens Y ne dépasse pas 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode Statique équivalente V, pour solutionner cet inconvénient, selon le ART 4.3.6 RPA99/v2003, il y a eu une nécessité à augmenter les paramètres de la réponse. Nous avons opté pour une augmentation du facteur dynamique, proportionné par le rapport $0,8V_x/V_{xdyn}$; $0,8V_y / V_{ydyn}$

Sens-X : $V_{dyn.x} = 4450,31 \text{ KN} \geq 0.8V_x = 4425.6 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$

Sens-Y : $V_{dyn.x} = 4217,82 \text{ KN} \geq 0.8V_x = 4192.8 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$

❖ **Vérification masses modales**

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% de la masse totale de la structure.

Masses Cumulées mini = 91,12 % ≥ 90 %.....CV

❖ **Vérification coefficient de comportement**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations

$$\frac{N_{voile}}{N_{total}} \geq 0.2 \rightarrow \frac{8934,13}{35144,09} = 0,25 \geq 0.2 \rightarrow R = 3.4$$

Tableau. IV.4. Vérification coefficient de comportement

| Etage | N_{total} [kN] | N_{voile} [kN] | $\frac{N_{voile}}{N_{total}}$ | $\frac{N_{voile}}{N_{total}} \geq 0.2$ |
|-------|------------------|------------------|-------------------------------|--|
| S.S | -50990,74 | -23391,05 | 0,46 | C.V |
| E.S | -42598,07 | -17093,39 | 0,40 | |
| RDC | -35144,09 | -8934,13 | 0,25 | |
| 1 | -29456,05 | -8100,68 | 0,28 | |
| 2 | -23873,11 | -6710,02 | 0,28 | |
| 3 | -17997,45 | -5213,44 | 0,29 | |
| 4 | -12695,89 | -3958,21 | 0,31 | |
| 5 | -7668,39 | -2352,14 | 0,31 | |
| 6 | -3296,47 | -1065,66 | 0,32 | |

❖ **Vérification des déplacements**

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau Δ_k

Tableau. IV.5. Vérification des déplacements

| Sens-X | | | | Sens-Y | | | |
|--------|-----------------|------------|-----------------------|--------|-----------------|------------|-----------------------|
| Etage | Δ_k [cm] | 0.01h [cm] | $\Delta_k \leq 0.01h$ | Etage | Δ_k [cm] | 0.01h [cm] | $\Delta_k \leq 0.01h$ |
| S.S | 0,040 | 3.74 | C.V | S.S | 0,072 | 3.74 | C.V |
| E.S | 0,071 | 3.74 | | E.S | 0,298 | 3.74 | |
| RDC | 0,431 | 3.4 | | RDC | 0,594 | 3.4 | |
| 1 | 0,622 | 3.23 | | 1 | 0,726 | 3.23 | |
| 2 | 0,926 | 4.08 | | 2 | 1,016 | 4.08 | |
| 3 | 0,742 | 3.23 | | 3 | 0,769 | 3.23 | |

| | | | | | | | |
|---|-------|------|--|---|-------|------|--|
| 4 | 0,749 | 3.23 | | 4 | 0,701 | 3.23 | |
| 5 | 0,653 | 3.23 | | 5 | 0,649 | 3.23 | |
| 6 | 0,448 | 3.06 | | 6 | 0,562 | 3.06 | |

❖ **Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9 des RPA99/Version 2003) :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad (8)$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du Niveau

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau

Δ_k : Déplacement relatif du niveau

h_k : Hauteur de l'étage

Tableau IV.6. Vérification de l'effet P-Δ

| Etage | P_k (KN) | h_k (m) | Sens-X | | | Sens-Y | | | $\theta \leq 0.1$ |
|-------|---------------|--------------|-------------------|---------------|----------|-------------------|---------------|----------|-------------------|
| | | | Δ_k (m) | V_k (KN) | θ | Δ_k (m) | V_k (KN) | θ | |
| S.S | 8146,13 | 3.74 | 0.0004 | 4450,43 | 0,0002 | 0,0007 | 4217,84 | 0,0004 | C.V |
| E.S | 16091,94 | 3.74 | 0,0007 | 4306,39 | 0,0008 | 0,0029 | 4131,63 | 0,0033 | |
| RDC | 22297,54 | 3.4 | 0,0043 | 4113,27 | 0,0069 | 0,0059 | 3925,01 | 0,0099 | |
| 1 | 28193,01 | 3.23 | 0,0062 | 3879,87 | 0,0139 | 0,0072 | 3658,41 | 0,0172 | |
| 2 | 34577,12 | 4.08 | 0,0092 | 3532,97 | 0,0221 | 0.001 | 3292,92 | 0,0026 | |
| 3 | 40349,43 | 3.23 | 0,0074 | 3002,60 | 0,0308 | 0,0076 | 2772,07 | 0,0342 | |
| 4 | 45791,86 | 3.23 | 0,0074 | 2383,99 | 0,0440 | 0,0070 | 2194,75 | 0,0452 | |
| 5 | 50594,76 | 3.23 | 0,0065 | 1665,18 | 0,0611 | 0,0064 | 1519,95 | 0,0660 | |
| 6 | 54348,62 | 3.06 | 0,0044 | 859,04 | 0,0910 | 0,0056 | 756,30 | 0,1015 | |

IV.8. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

➤ Epaisseur des voiles :

Périphérique : $e = 20$ cm

Ascenseur : $e = 20$ cm

Contreventement : $e = 20$ cm

➤ Dimensions finales des poteaux

Pour 3 niveau en bas : (70×70) cm² la section du poteau

Pour 3 niveau en milieu : (65×65) cm² la section du poteau

Pour 3 niveau en haut : (60×60) cm² la section du poteau

➤ Dimensions Poutres : (30×50) cm²

Chapitre V

Etude des éléments
structuraux

V.1. Introduction

Dans ce chapitre les éléments structuraux principaux tel que les poteaux, les poutres et les voiles ont été étudiés.

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée , d'autre part, les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par le RPA99/2003 comme suit :

$$\text{Selon BAEL : ELU : } 1.35G + 1.5Q \quad (1)$$

$$\text{Selon RPA 99 (situation accidentelle) : } Acc : G + Q \pm E \text{ et } Acc : 0.8G \pm E \quad (2)$$

La section d'acier sera calculée pour les différentes combinaisons des efforts internes à

$$\text{savoir : } \begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3) \quad (3)$$

V.2.1. Recommandations

❖ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h'

$$l' = 2 h$$

$$h' = \max (he/6 , b1 , h1 , 60\text{cm})$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

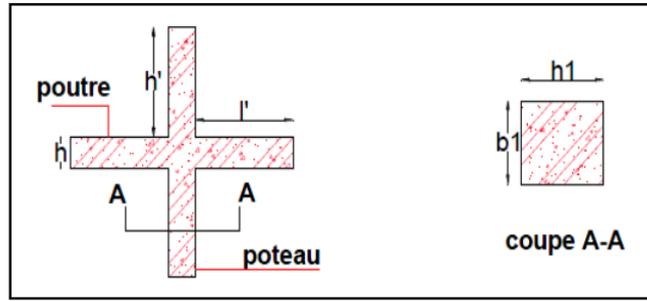


Figure V.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet

Tableau V.1. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.

| Niveaux | Section du Poteau (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | |
|--|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| | | | Zone Courante | Zone de Recouvrement |
| Sous-sol Enter sol RDC | 70×70 | 39.2 | 196 | 294 |
| 1er étage 2eme étage 3eme étage | 65×65 | 33.8 | 169 | 253.5 |
| 4eme étage 5eme étage 6eme étage | 60×60 | 28.8 | 144 | 216 |

❖ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_{max}}{h_1 \times f_e} \quad (4)$$

V_{max} : l'effort tranchant de calcul.

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases} \text{ avec } \lambda g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} ; \lambda g : \text{l'élancement géométrique}$$

Sachant que a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes : En zone nodale : $t \leq \min(10 \varnothing l_{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \varnothing l_{min}$ zone IIa

$$\varnothing l_{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing t_{min}$ minimums.

La quantité des armatures transversales minimale : Si $3 < \lambda g < 5$ donc : $A_t / t b_1 \geq 0.5\%$

V.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux

| Combinaisons | section | 70×70 | 65×65 | 60×60 |
|--------------|--------------------------|---------|---------|---------|
| | effort | | | |
| 1,35 G+1,5Q | N _{max} (KN) | 3400,63 | 2157,80 | 1012,68 |
| | M _{corr} (KN.m) | 14,14 | 17,90 | 18,83 |
| G+Q+E | M _{max} (KN.m) | -231,62 | -194,50 | -229,48 |
| | N _{corr} (KN) | -783,13 | 552,67 | 108,18 |
| 0.8 G+E | N _{min} (KN) | -928,59 | -605,08 | -78,36 |
| | M _{corr} (KN.m) | -230,74 | -138,66 | -128,81 |

V.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux

❖ Ferrailage longitudinal

Fissuration peu préjudiciable

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant BAEL 91 mode. 99.

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

| Section (cm ²) | A = max (A ₁ , A ₂ , A ₃) (cm ²) | | | | A _{min} (cm ²) | Choix des barres |
|-------------------------------|--|----------------|----------------|----|--|--------------------------------------|
| | A ₁ | A ₂ | A ₃ | A | | |
| 70×70 | 11.2 | 30 | 33 | 33 | 39.2 | 8HA20 +8HA16 = 41.22 cm ² |

| | | | | | | |
|-------|------|------|------|------|------|--|
| 65×65 | 10.4 | 10.4 | 21.4 | 21.4 | 33.8 | 4HA20 + 12HA16 = 36.69 cm ² |
| 60×60 | 9.6 | 14.4 | 10.8 | 14.8 | 28.8 | 16 HA16 = 32.17 cm ² |

❖ **Ferraillage transversale**

Tableau V.4. Ferraillage transversaux des poteaux.

| Section (cm ²) | 70×70 | 65×65 | 60×60 |
|--|------------------------------|--------|--------|
| Øl _{max} (cm) | 2 | 2 | 2 |
| Øl _{min} (cm) | 1.6 | 1.6 | 1.6 |
| L ₀ (m) | 3.74 | 4.08 | 3.06 |
| L _f (m) | 2.62 | 2.86 | 2.14 |
| λg | 3.75 | 4.4 | 3.57 |
| ρ | 3,75 | 3,75 | 3,75 |
| t_{zone nodal} (cm) | 10 | 10 | 10 |
| t_{zone courante} (cm) | 15 | 15 | 15 |
| V _u (kN) | 98,49 | 117,64 | 130,09 |
| At (cm²) | 1.97 | 2.54 | 3.04 |
| At_{min} (cm²) | 4.5 | 4.55 | 4.6 |
| Choix A _t | 6HA10 = 4.71 cm ² | | |

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \emptyset$:

Pour $\emptyset = 20$ mm $\rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80$ cm \Rightarrow On adopte : $l_r = 80$ cm.

Pour $\emptyset = 16$ mm $\rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64$ cm \Rightarrow On adopte : $l_r = 65$ cm.

V.2.4. Vérifications nécessaires

❖ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \geq B_{r.calcl} = \frac{N_u}{\beta} \times \frac{1}{\frac{F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.01 \times F_e}{\gamma_s}} \quad (5)$$

section rectangulaire $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} \times lf$; $lf = 0,7 \times L_0$; $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.

| Section | Nu (KN) | lf (m) | λ | β | $Br \geq B_{r\text{calc}}$ | | Observation |
|---------|------------|-----------|-----------|---------|----------------------------|--------------------|-------------|
| | | | | | Br | $B_{r\text{calc}}$ | |
| 70×70 | 3400,63 | 2.62 | 12.97 | 1.02 | 0.46 | 0.15 | C.V |
| 65×65 | 2157,80 | 2.86 | 15.24 | 1.03 | 0.39 | 0.09 | C.V |
| 60×60 | 1012,68 | 2.14 | 12.35 | 1.02 | 0.33 | 0.05 | C.V |

❖ **Vérification des contraintes**

la contrainte de compression dans le béton du poteau

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \rightarrow \text{avec } \sigma_{bc} = \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{ser.G}}{I_{yy}} \times V \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{ser.G}}{I_{yy}} \times V' \end{cases} \quad (6)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} S = b \times h + 15(A + A') : \text{section homogénéisée} \\ M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V\right) \\ I_{yy} = \frac{h}{3}(V^3 + V'^3) + 15A' \times (V - d')^2 + 15A \times (d - V)^2 \\ V' = h - V \\ V = \frac{0,5(bh^2) + 15(A' d' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \end{cases} \quad (7)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

| Sections | 70×70 | 65×65 | 60×60 |
|---|-------|-------|-------|
| d (cm) | 67 | 62 | 57 |
| A (cm ²) | 41.22 | 36.69 | 32.17 |
| V (cm) | 38.4 | 35.77 | 32.9 |
| V' (cm) | 31.6 | 29.23 | 27.1 |
| I_{yy} (m ⁴) | 0.034 | 0.027 | 0.021 |
| N_{ser} (MN) | 2.455 | 1.558 | 0.733 |
| M_{ser} (MN.m) | 0.081 | 0.091 | 0.091 |

| | | | |
|----------------------|-------|-------|-------|
| M_{serG} (MN.m) | 0.164 | 0.129 | 0.106 |
| S (m ²) | 0.548 | 0.472 | 0.402 |
| σ_{bc1} (MPa) | 6.3 | 4.97 | 3.44 |
| σ_{bc2} (MPa) | 2.98 | 1.92 | 0.46 |
| σ_{bc} (MPa) | 15 | 15 | 15 |
| Observation | C.V | C.V | C.V |

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = \rho_d \times F_{t28} \end{cases} \text{ Avec : } \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda g < 5 \quad (8)$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

| Sections (cm) | λg | ρ_d | Vu (KN) | τ_{bu} (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Observation |
|---------------|-------------|----------|---------|-------------------|----------------------|-------------|
| 70×70 | 3.28 | 0.04 | 98,49 | 0,2 | 1 | C.V |
| 65×65 | 3.81 | 0.04 | 117,64 | 0,29 | 1 | C.V |
| 60×60 | 3.06 | 0.04 | 130,09 | 0,38 | 1 | C.V |

V.2.5. Schémas de ferrailage

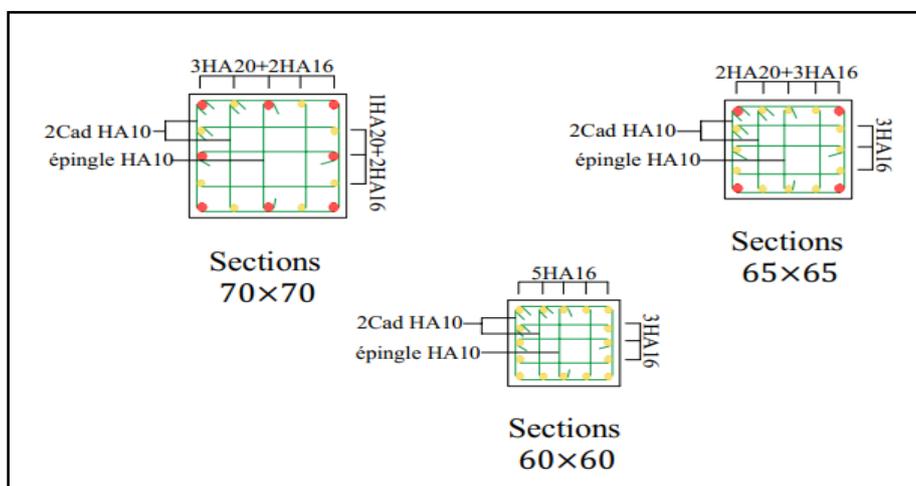


Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

- Pour déterminer le moment Max entravée : BAEL (1.35G+1.5Q) (9)
- Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis :
RPA99V2003 (G+Q ± Ey) (10)

V.3.1. Recommandations

❖ Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante.
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

❖ Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$
- Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :
 $St \leq \min (h/4 ; 12\emptyset l)$ en zone nodale.
 $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre $\emptyset l$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Sollicitation des poutres

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Tableau V.8. Sollicitations des poutres

| Combinaisons | le moment maximum (KN.m) | | Efforts tranchant V(KN) |
|--------------|--------------------------|-----------|----------------------------|
| | En travée | En appuis | |
| 1,35 G+1,5Q | 112.73 | -226.69 | 221.9 |
| G+Q+E | 84.12 | -221.96 | 178.12 |
| 0.8 G+E | 80.12 | -172.54 | 162.23 |

V.3.3. Calcul du ferrailage des poutres

❖ Ferrailage longitudinal

Fissuration peu préjudiciable

Calcul en flexion simple.

Calcul suivant BAEL 91 mode. 99.

Tableau V.9. Ferrailage longitudinal des poutres

| (cm ²) | Calcul | | A _{min} | zone courante | zone de recouvrement | A _t | Choix des armatures |
|--------------------|----------------|----|------------------|---------------|----------------------|----------------|------------------------------------|
| | A _t | A' | | | | | |
| En travée | 5.9 | 0 | 7.5 | 72 | 108 | 7.5 | 3HA14+3HA12 = 8.01cm ² |
| En appuis | 12.6 | 0 | 7.5 | | | 12.6 | 5HA16+3HA12 = 13.45cm ² |

❖ Ferrailage transversale

➤ L'espacement maximum

en zone nodale : $e \leq \min (h/4 ; 12\varnothing) = \min (15 ; 19.2) = 15 \text{ cm}$, $e = 10 \text{ cm}$

en dehors de la zone nodale : $e \leq h/2 = 30 \text{ cm}$, $e = 15 \text{ cm}$

➤ La quantité d'armatures transversales minimales $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$

Choix cadre $A_t = 4T8 = 2.01$

➤ Les longueurs de recouvrement

$l_r > 40 \times \varnothing$ en zone de recouvrement

\varnothing : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

V.3.4. Vérifications nécessaires

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_t = 3\text{HA14} + 3\text{HA12} = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 \\ \text{En Appuis: } A_t = 5\text{HA16} + 3\text{HA12} = 13.45 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

❖ Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{221.9 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.55} = 1.34 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.3 \text{ MPa} \end{cases} \quad (11)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

➤ Pour les appuis de rives :

$$A_l = 14.8 \text{ cm}^2 \geq A_{l.rive} = V_{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{221.9 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 6.37 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Pour les appuis intermédiaires :

$$\begin{aligned} A_l = 14.8 \text{ cm}^2 \geq A_{l.inter} &= \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_{\max} - \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(221.9 \times 10^3 - \frac{226.69 \times 10^6}{495} \right) \\ &= -6.78 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

❖ Etat limite de compression du béton

➤ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad (12)$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(7.5)y - 15(7.5 \times 55) = 0 \rightarrow y = 9.95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 9.95^3}{3} + 15 \times 8.04(55 - 9.95)^2 = 254608.75 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{80.55}{254608.75 \times 10^{-8}} = 3.1 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0.031 \times 95.5 = 2.9 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ En appuis

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad (13)$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(16.08)y - 15(16.08 \times 55) = 0 \rightarrow y = 14.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 14.05^3}{3} + 15 \times 16.08(55 - 14.05)^2 = 431611.5 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{162.9}{431611.5 \times 10^{-8}} = 3.7 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0.037 \times 140.5 = 4.63 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V.3.5. Schémas de ferrailage

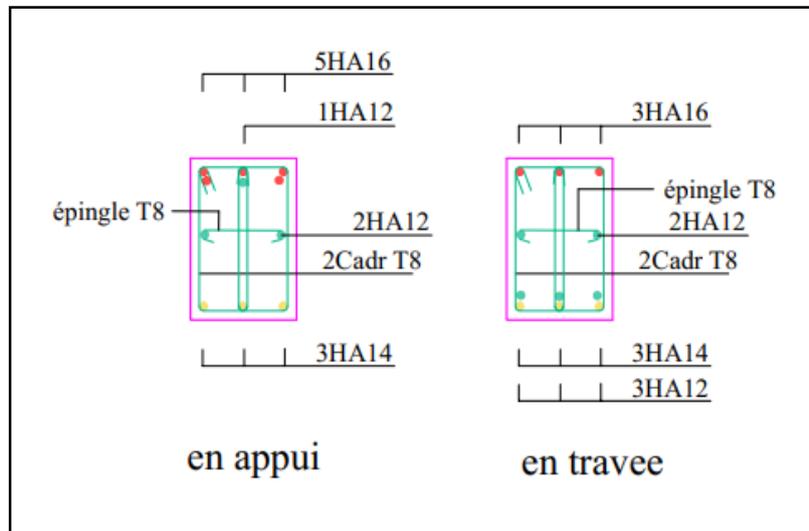


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres.

V.4. Étude des voiles

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

Selon BAEL : ELU : $1.35G + 1.5Q$ (14)

Selon RPA 99 (situation accidentelle) : $Acc : G + Q \pm E$ et $Acc : 0.8G \pm E$ (15)

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3) \quad (16)$$

V.4.1. Recommandation

❖ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ 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).

❖ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

❖ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m²

❖ Règles communes [RPA ver 2003 ART.7.7.4.3]

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $e \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à

- 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le ferrailage se fera sur une bande verticale de largeur : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3}\right)$
- Avec :
- l' : étant la longueur de la zone comprimée.
 - h_e : hauteur libre de niveau.

V.4.2. Sollicitations maximales dans le voile

Tableau V.10. Sollicitations maximales dans le voile à Y-Y.

| Etage | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ | | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ | | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ | | V_{max} (KN) |
|--------------------|-------------------------------|---------|-------------------------------|---------|-------------------------------|---------|-------------------|
| | N(KN) | M(KN.m) | N(KN) | M(KN.m) | N(KN) | M(KN.m) | |
| Enter sol à Y-Y | -2713,74 | -342,91 | 275,41 | 1372,01 | 975,79 | 1064,63 | 1582,59 |

V.4.3. Calcul du ferrailage dans le voile à Y-Y

❖ Armatures verticales

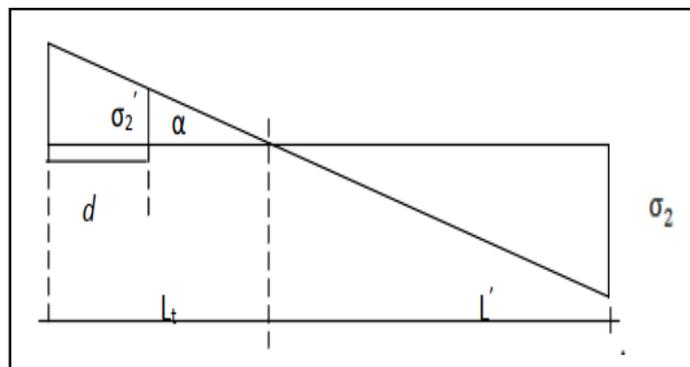


Figure V.4. Diagramme des contraintes

Tableau V.11. Méthode de calcul voile

| | |
|-----------|--|
| Contraint | $\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} B = e \times l \\ V = 0.5l \\ I = e \times l^3/12 \end{cases}$ $\sigma_2' = \tan \alpha \times (L_t - d) \text{ avec } \begin{cases} \tan \alpha = \sigma_2/L_t \\ d \leq \min(h_e/2 ; 2l'/3) \end{cases}$ |
| Calcul | $L_t = l \times \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) ; L' = l - L_t$ |
| Effort | $\begin{cases} N_1 = (\sigma_2 + \sigma_2') \times \frac{B'}{2} \\ M_1 = (\sigma_2' - \sigma_2) \times \frac{I'}{V'} \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} B' = e \times d \\ V' = 0.5d \\ I' = e \times d^3/12 \end{cases}$ |
| Armatures | $e_0 = M_1/N_1 ; \text{ donc : } A_s = N_1/f_e$ |

Les résultats sont illustrés dans le tableau

Tableau V.12. Armatures calcule voile sollicite

| Etage | N_{max} → M_{cor} | | M_{max} → N_{cor} | | N_{min} → M_{cor} | |
|----------------------------|--|----------------|--|----------------|--|----------------|
| | N(KN) | M(KN.m) | N(KN) | M(KN.m) | N(KN) | M(KN.m) |
| Enter sol | | | | | | |
| à Y-Y | 3618,64 | 3325,94 | 2601,64 | 3734,07 | 882,49 | 743,18 |
| L (m) | 2.5 | | 3 | | 2.9 | |
| I (m ⁴) | 0.26 | | 0.45 | | 0.41 | |
| V (m) | 1.25 | | 1.5 | | 1.45 | |
| B (m ²) | 0.5 | | 0.6 | | 0.58 | |
| σ ₁ (MPa) | 23.06 | | 16.66 | | 3.85 | |
| σ ₂ (MPa) | -8.66 | | -8 | | -1.09 | |
| L _t (m) | 0.68 | | 0.97 | | 0.64 | |
| L' (m) | 1.82 | | 2.03 | | 2.26 | |
| tan α (N/mm ³) | 0.013 | | 0.008 | | 0.002 | |
| d (m) | 1.21 | | 1.35 | | 1.51 | |
| σ ₂ ' (MPa) | -6.89 | | -8.48 | | -3.24 | |

| | | | |
|--------------------------|---------|---------|--------|
| I' (m ⁴) | 0.029 | 0.041 | 0.057 |
| V' (m) | 0.6 | 1.01 | 1.13 |
| B' (m ²) | 0.242 | 0.406 | 0.452 |
| N_1 (KN) | -188.15 | -334.54 | -97.85 |
| M_1 (KN.m) | 85.55 | -19.49 | -10.84 |
| e_0 (m) | -0.45 | 0.05 | 0.11 |
| A_s (cm ²) | 4.72 | 8.36 | 2.44 |

- Armatures calcule : $A_s = 8.36 \text{ cm}^2$

- Armatures minimales de RPA 99 : $A_{RPA} = 0.20\% b L_t = 0,2\% \times 0,2 \times 0.97 = 3.88 \text{ cm}^2$

- Pourcentage minimum d'armatures : $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 3 = 9 \text{ cm}^2$

- Donc : $A_s = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 9 \text{ cm}^2$.

On adopte 10HA 12 /2face = $11.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA } 12 \text{ /face}$

- Espacement des barres verticales $e \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = \min (30\text{cm} ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

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

❖ Armatures horizontales

- La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} ; \text{ avec } A_{min}^h = 0.15\%(e \times st) \quad (17)$$

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 \frac{V}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{1582,59 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.7} = 2.9 \text{ MPa}$

- Vérifier la condition suivante $\tau_u = 2.9 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots CV$

- Espacement des barres horizontales $e \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = \min (30 \text{ cm} ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

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

- Donc : $A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} = A_h = \frac{2.9 \times 200 \times 200}{0.8 \times 400} = 2.77 \text{ cm}^2$

$$A_{min}^h = 0.15\%(e \times st) = 0.6 \text{ cm}^2$$

On adopte 10HA8 /2face = $5.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA } 8 \text{ /face}$

V.4.4. Schéma de ferrillages de voile

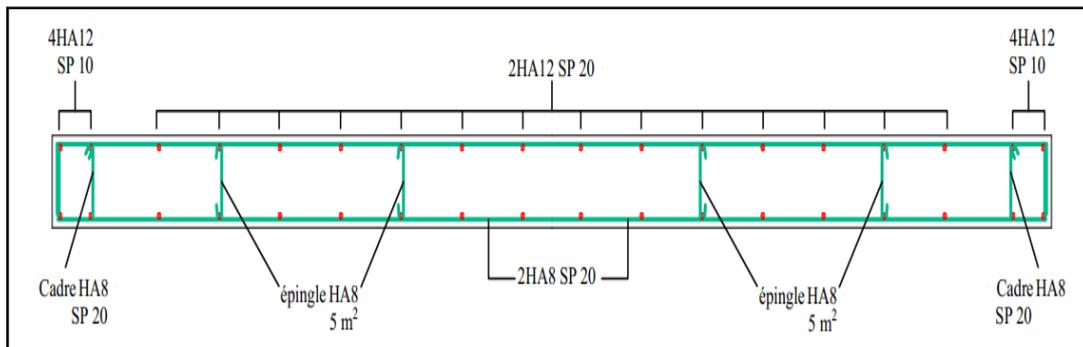


Figure V.5. Schéma de ferrillage des voiles.

V.5. Étude voile périphérique

Le mur voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, en d'autres termes, c'est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres. Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation D'après le (RPA99V2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

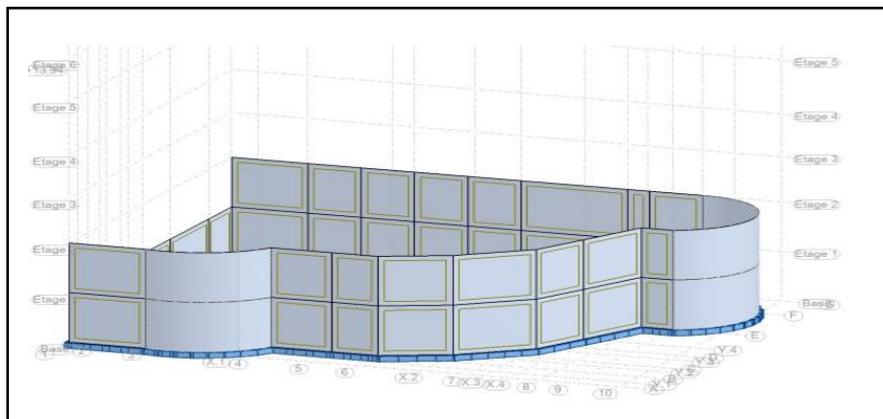


Figure V.6. Voiles périphériques.

V.5.1. Calcul de la poussée des terres

Le mur voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes, 1983 – calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé). On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(6 \times 3.74) \text{ m}^2$. La contrainte engendrée par la poussée des terres « q » dû au poids volumique des terres est exprimée comme suit :

$$q = \gamma \times h_e \times A \quad (18)$$

Où :

γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.

A : coefficient de poussée $\rightarrow A = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$

φ : angle de frottement de la terre

Pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles $\rightarrow \varphi = 22^\circ$

Épaisseur du mur : $e = 20 \text{ cm}$

$$A = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) = \tan^2(180/4 - 22/2) = 0.45$$

V.5.2. Calcul des sollicitations

❖ Calcul des moments

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad (19)$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0.95(1 - \alpha)^2] \end{cases} \quad (20)$$

En travée : $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$ et $M_{ty} = 0,85 M_{0y}$

En appui : $M_{ax} = -0,40 M_{0x}$ et $M_{ay} = -0,40 M_{0y}$

❖ Combinaison fondamentale

ELU : $q_u = 1,35\gamma \times h_e \times A \times 1\text{m} = 1,35 \times 20 \times 3,74 \times 0,45 \times 1 = 45.44 \text{ kN. m}$

ELS : $q_s = \gamma \times h_e \times A \times 1\text{m} = 20 \times 3,74 \times 0,45 \times 1 = 33.66 \text{ kN. M}$

$L_x = 6 \text{ m}$, $L_y = 3.74 \text{ m} \rightarrow \alpha = 1.6 \rightarrow \mu_x = 0.016 ; \mu_y = 1.68$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau V.13. Moments fléchissant du voile périphérique.

| Panneau le plus sollicité | | ELU | ELS |
|---------------------------|------------------|--------|-------|
| Moments Isostatiques | M_{0x} (kN. m) | 26.17 | 19.35 |
| | M_{0y} (kN. m) | 43.96 | 32.51 |
| Moments en travée | M_{tx} (kN. m) | 22.24 | 16.45 |
| | M_{ty} (kN. m) | 37.36 | 27.63 |
| Moments en appui | M_{ax} (kN. m) | -10.47 | -7.74 |
| | M_{ay} (kN. m) | -17.58 | -13 |

V.5.3. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage du mur voile est donné pour une section rectangulaire (100x20) cm²

$$\mu_{bc} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; A = \frac{M}{Z \times f_s} \text{ avec : } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc}) \quad (21)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau V.14. Armatures longitudinales du voile périphérique.

| Sens | Appuis | | | Travées | | |
|------|--|------------------|--|--|------------------|--|
| | A _{calculée} (cm ²) | | A _{adp} (cm ²) | A _{calculée} (cm ²) | | A _{adp} (cm ²) |
| | A _u | A _{min} | | A _u | A _{min} | |
| X | 1.69 | 2 | 5HA12 | 3.65 | 2 | 5HA12 |
| Y | 2.87 | 2 | 5HA12 | 5.43 | 2 | 5HA12 |

V.5.4. Schéma de ferrailages de voile périphérique

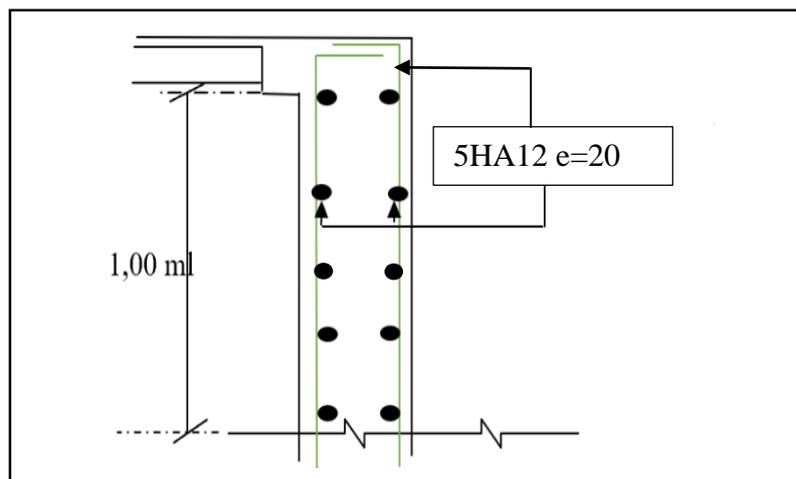


Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Chapitre VI

Etude de

l'infrastructure

VI.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1) : $G+ Q \pm E$; $0.8 G \pm E$

D'après le DTR BC.2.33.1 : $1.35G+1.5Q$; $G+Q$

VI.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

VI.4. Plan des fondations

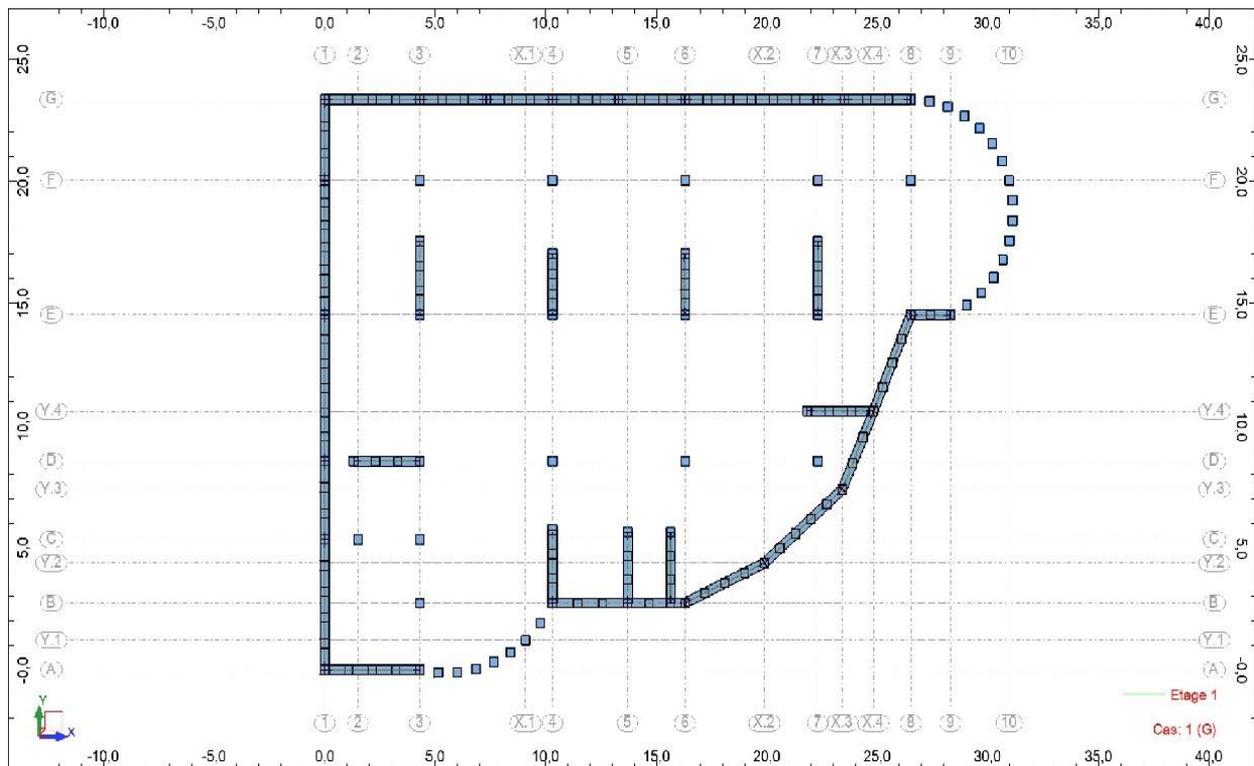


Figure VI 1. Schéma de plan des fondations

VI.5. Choix du type de fondation

Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure on détermine les surfaces des fondations des éléments de structure en tant que semelles isolées, pour les poteaux et semelles continues pour les voiles. Si la surface totale de l'ensemble des semelles est importante (environ supérieur à 50% de la surface d'emprise) on peut estimer qu'économiquement il est préférable d'adopter des semelles filantes ou si le système de fondation (isolées sous poteaux et continues sous voiles) n'est pas homogène et avec superficie plus grande pour les semelles sous voiles on peut homogénéiser le système et adopter semelles filantes pour l'ensemble. De ce fait on adopte un système homogène semelle filantes.

VI.5.1. Vérification de la semelle filante

Contrainte admissible : la contrainte admissible donnée par le laboratoire de sol est :

$$\sigma_s = 2,00 \text{ bars}$$

On a choisi de calculer les semelles filantes sous le système poteaux les plus chargé (poteau centrale) et sous le voile le plus chargé, d'analyser les résultats et d'homogénéiser les dimensions et le ferrailage pour l'ensemble du système.

VI.5.2. Etude du Semelle filante sous voiles et poteaux sens Y-Y

Tableau VI.1. Sollicitations pour chaque poteau de semelle filante sous voiles et poteaux

| | ELU | | ELS | |
|-----------|-------------------|---------------|-------------------|---------------|
| | Effort normal(KN) | Moment (KN.m) | Effort normal(KN) | Moment (KN.m) |
| G-3 | 819,89 | 10,1 | 601,37 | 7,36 |
| F-3 | 2056,82 | 10,33 | 1488,29 | 7,41 |
| Voile E-3 | 2474,09 | 4,42 | 1790,61 | 3,94 |
| D-3 | 1915,5 | 25,55 | 1386,64 | 18,42 |
| C-3 | 1101,87 | 6,49 | 801,16 | 4,64 |
| B-3 | 1627,17 | 32,09 | 1176,03 | 22,95 |
| A-3 | 685,35 | 7,6 | 498,99 | 5,55 |
| Σ | 10680,69 | / | 7743,09 | / |

❖ Dimensionnement géométriques

Calcul de la largeur de la semelle a L'ELS

$$N_t = \Sigma N_i = 7743,09 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{\Sigma N_{ELS}}{\sigma_{sol} \times L_y} = \frac{7743,09}{200 \times 23.53} = 1.65m \Rightarrow B = 2m \quad (1)$$

❖ Condition minimale

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la

$$\text{condition suivante : } \frac{L_y}{B} > 5 \rightarrow \frac{L_y}{B} = \frac{23.53}{2} = 11.77 m \dots \dots \dots CV$$

❖ Condition de non poinçonnement

Calcul de la hauteur de la semelle

$$d \geq \frac{B-a}{4} = \frac{2-0.7}{4} = 0.33 \Rightarrow d \geq 0.35 m$$

$$\text{On propose } d = 40 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 0.05 = 0.40 + 0.05 = 0,45 m$$

$$Q_u \leq \frac{0,045\mu_c \times h \times f_c 28}{\gamma_b} \quad (2)$$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,70+2(0,45)) = 5.2 m$$

$$Q_u = 2474,09 \text{ KN}$$

$$\frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0,045 \times 5.2 \times 0.45 \times 25 \times 1000}{1.5} = 1755 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq \frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b} \dots\dots\dots C.N.V$$

On propose d = 55 cm ⇒ h = d + 0.05 = 0.55 + 0.05 = 0,6 m

$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,70+2(0,6)) = 5.8 \text{ m}$

$Q_u = 2474,09 \text{ KN}$

$$\frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0,045 \times 5.8 \times 0.6 \times 25 \times 1000}{1.5} = 2610 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq \frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b} \dots\dots\dots C.V$$

Donc on prend : h = 0,60 m

❖ **Flexion longitudinale Sens YY**

On présente 2 types de modèle de calcul :

Poutre considéré comme très rigide

Poutre continue sur sol élastique, tient compte de l'interaction sol structure

a) Modèle Poutre considéré comme très rigide

Condition de rigidité : $L_e = \sqrt[4]{4EI/KA} \quad (3)$

E : module d'élasticité du béton ($E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$).

K: coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}$) pour sole moyen

I : moment d'inertie de la semelle = $0,096 \text{ m}^4$

A : la largeur de la semelle est de 2m d'où

L_{max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux est de 6m d'où

✓ Si : $L_{max} \leq L_e\pi/2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.

✓ Si : $L_{max} > L_e\pi/2$ la fondation filante est étudiée comme semelle sur sol élastique avec interaction sol structure. (des méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi ; Flamant et Westergaard

$$L_e = \sqrt[4]{4EI/KA} = \sqrt[4]{4 \times 32164,2 \times 0.096 / 40 \times 2} = 3.52 \text{ m}$$

$L_e (\pi/2) = 5.2 \text{ m} < L_{max} = 6 \text{ m} \Rightarrow$ Poutre continue sur sol élastique

$h \leq l_{max} / 6 = 6 / 6 = 1 \text{ m}$ on prend $h = 1 \text{ m}$.

Vérification des contraintes

$$\Sigma Nu / S \leq 1.5 \times \sigma_s \rightarrow 10680,69 / 28.8 = 2.75 \text{ bars} \leq 1.5 \times 2 = 3 \text{ bars} \dots\dots\dots C.V$$

Calcul de ferrailage de la semelle

Longitudinal : $N = \Sigma N_i / L_y$

$$\begin{cases} A = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{453.92 \times (2 - 0.7)}{8 \times 0.55 \times (400 / 1.15)} = 3.86 \text{ cm}^2 \\ A' = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{329.1 \times (2 - 0.7)}{8 \times 0.55 \times (400 / 1.15)} = 2.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

Répartition : $A_r = A_s / 4 = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$

b) Modèle Poutre continue sur sol élastique

Le calcul est fait par le logiciel de calcul des ouvrages courants en béton armé

Calcul des efforts internes Les résultats sont tirés directement du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de libage

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en prenant en considération les moments en travée et en appuis les plus défavorables

Tableau VI.2. Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de liage pour semelle filante

| | Moment (KN.m) | | | As (cm ²) | Choix des armatures (cm ²) |
|--------|---------------|---------|--------|--------------------------|---|
| | E.L.U | E.L.S | A.C.C | | |
| Travée | 1043.4 | 745.38 | 816.45 | 33.7 | 6HA20+6HA16+2HA14=33.99 |
| Appuis | 1451.48 | 1009.05 | 1104.3 | 46.4 | 12HA20+6HA14=46.93 |

Les armatures de répartition :

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; \varnothing_l ; b/10) = \min (28.57 ; 20 ; 70) = 20 \text{ mm} \rightarrow \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

$$St \leq \min (h/4 ; 12\varnothing_l) = \min (25 ; 24) = 25 \text{ cm} , St = 20 \text{ cm}$$

VI.5.3. Etude du Semelle filante sous voiles et poteaux sens Y-Y de rive

Tableau VI.3. Sollicitations pour chaque poteau de semelle filante sous voiles et poteaux sens Y-Y de rive

| | ELU | | ELS | |
|-----------|-------------------|---------------|-------------------|---------------|
| | Effort normal(KN) | Moment (KN.m) | Effort normal(KN) | Moment (KN.m) |
| Voile A-1 | 1061,39 | 130,55 | 779,67 | 95,63 |
| Voile C-1 | 1270,15 | 62,61 | 927,2 | 45,17 |
| Voile D-1 | 1884,18 | 166,04 | 1369,52 | 118,26 |
| Voile E-1 | 1703,66 | 141,93 | 1240,92 | 100,88 |
| Voile F-1 | 1067,92 | 55,01 | 782,07 | 39,15 |
| Σ | 6987,3 | / | 5099,38 | / |

❖ **Dimensionnement géométriques**

Calcul de la largeur de la semelle a L'ELS

$N_t = \sum N_i = 5099,38 \text{ KN}$

$$B \geq \frac{\sum N_{ELS}}{\sigma_{sol} \times L_y} = \frac{5099,38}{200 \times 23.53} = 1.1 \text{ m} \Rightarrow B = 2 \text{ m} \quad (4)$$

❖ **Condition minimale**

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la

condition suivante : $\frac{L_y}{B} > 5 \rightarrow \frac{L_y}{B} = \frac{23.53}{1.2} = 19.6 \dots \dots \dots \text{CV}$

❖ **Condition de non poinçonnement**

Calcul de la hauteur de la semelle

$$d \geq \frac{B-a}{4} = \frac{2-0.7}{4} = 0.33 \Rightarrow d \geq 0.35 \text{ m}$$

On propose $d = 40 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 0.05 = 0.40 + 0.05 = 0,45 \text{ m}$

$$Q_u \leq \frac{0,045\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (5)$$

$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,70+2(0,45)) = 5.2 \text{ m}$

$Q_u = 1884,18 \text{ KN}$

$$\frac{0,045\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5.2 \times 0.45 \times 25 \times 1000}{1.5} = 1755 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq \frac{0,045\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

On propose $d = 55 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 0.05 = 0.55 + 0.05 = 0,6 \text{ m}$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,70+2(0,6)) = 5.8 \text{ m}$$

$$Q_u = 1884,18 \text{ KN}$$

$$\frac{0,045\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0,045 \times 5.8 \times 0.6 \times 25 \times 1000}{1.5} = 2610 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq \frac{0,045\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma b} \dots\dots\dots C.V$$

Donc on prend : $h = 0,60 \text{ m}$

❖ **Flexion longitudinale Sens YY**

On présente 2 types de modèle de calcul :

Poutre considéré comme très rigide

Poutre continue sur sol élastique, tient compte de l'interaction sol structure

a) Modèle Poutre considéré comme très rigide

Condition de rigidité : $L_e = \sqrt[4]{4EI/KA} \quad (6)$

E : module d'élasticité du béton ($E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$).

K: coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}$) pour sole moyen

I : moment d'inertie de la semelle = $0,096 \text{ m}^4$

A : la largeur de la semelle est de 2 m d'où

L_{\max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux est de 6 m d'où

- ✓ Si : $L_{\max} \leq L_e\pi/2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.
- ✓ Si : $L_{\max} > L_e\pi/2$ la fondation filante est étudiée comme semelle sur sol élastique avec interaction sol structure. (des méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi ; Flamant et Westergaard

$$L_e = \sqrt[4]{4EI/KA} = \sqrt[4]{4 \times 32164,2 \times 0.096 / 40 \times 2} = 3.52 \text{ m}$$

$$L_e (\pi/2) = 5.2 \text{ m} < L_{\max} = 6 \text{ m} \Rightarrow \text{Poutre continue sur sol élastique}$$

$$h \leq l_{\max} / 6 = 6 / 6 = 1 \text{ m on prend } h = 1 \text{ m.}$$

Vérification des contraintes

$$\Sigma N_u / S \leq 1.5 \times \sigma_s \rightarrow 6987,3 / 25.5 = 2.74 \text{ bars} \leq 1.5 \times 2 = 3 \text{ bars} \dots\dots C.V$$

Calcul de ferrailage de la semelle

Longitudinal : $N = \Sigma N_i / L_y$

$$\begin{cases} A = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{297 \times (2 - 0.7)}{8 \times 0.55 \times (400/1.15)} = 2.5 \text{ cm}^2 \\ A' = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{217 \times (2 - 0.7)}{8 \times 0.55 \times (400/1.15)} = 1.85 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

Répartition : $A_r = A_s/4 = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

b) Modèle Poutre continue sur sol élastique

Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de libage

On n'est pas obligé de mettre une poutre de libage car il y a un voile périphérique

VI.5.4. Etude du Semelle filante sous voiles et poteaux sens X-X de rive

Tableau VI.4. Sollicitations pour chaque poteau de semelle filante sous voiles et poteaux sens X-X de rive

| | ELU | | ELS | |
|-------------------------|-------------------|---------------|-------------------|---------------|
| | Effort normal(KN) | Moment (KN.m) | Effort normal(KN) | Moment (KN.m) |
| Voile 1-G | 1423,6 | 132,25 | 1046,63 | 96,27 |
| Voile 4-G | 808,56 | 17,88 | 590,79 | 12,65 |
| Voile 5-G | 900,52 | 26,97 | 656,48 | 19,38 |
| Voile 7-G | 2176,66 | 97,64 | 1751,19 | 70,58 |
| Voile X ₃ -G | 1324,94 | 1,1 | 966,53 | 0,8 |
| Voile 3-G | 1572,22 | 15,19 | 1152,46 | 10,8 |
| Voile 8-G | 1912,02 | 7,25 | 1393,65 | 5,22 |
| Voile 6-G | 2083,23 | 8,28 | 1517,17 | 5,95 |
| Σ | 12201,75 | / | 9074,9 | / |

❖ **Dimensionnement géométriques**

Calcul de la largeur de la semelle a L'ELS

$$N_t = \Sigma N_i = 9074,9 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{\Sigma N_{ELS}}{\sigma_{sol} \times L_x} = \frac{9074,9}{200 \times 26.5} = 1.7 \text{ m} \Rightarrow B = 2 \text{ m} \quad (7)$$

❖ **Condition minimale**

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la

condition suivante : $\frac{L_x}{B} > 5 \rightarrow \frac{L_x}{B} = \frac{26.5}{1.2} = 22.05 \dots \dots \dots CV$

❖ **Condition de non poinçonnement**

Calcul de la hauteur de la semelle

$$d \geq \frac{B-a}{4} = \frac{2-0.7}{4} = 0.33 \Rightarrow d \geq 0.35 \text{ m}$$

On propose $d = 40 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 0.05 = 0.40 + 0.05 = 0.45 \text{ m}$

$$Q_u \leq \frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b} \quad (8)$$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,70+2(0,45)) = 5.2 \text{ m}$$

$$Q_u = 2176,66 \text{ KN}$$

$$\frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0,045 \times 5.2 \times 0.45 \times 25 \times 1000}{1.5} = 1755 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq \frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b} \dots\dots\dots C.N.V$$

On propose $d = 55 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 0.05 = 0.55 + 0.05 = 0,6 \text{ m}$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1+0,70+2(0,6)) = 5.8 \text{ m}$$

$$Q_u = 2176,66 \text{ KN}$$

$$\frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0,045 \times 5.8 \times 0.6 \times 25 \times 1000}{1.5} = 2610 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq \frac{0,045\mu C \times h \times f_{c28}}{\gamma b} \dots\dots\dots C.V$$

Donc on prend : $h = 0,60 \text{ m}$

❖ **Flexion longitudinale Sens XX**

On présente 2 types de modèle de calcul :

Poutre considéré comme très rigide

Poutre continue sur sol élastique, tient compte de l'interaction sol structure

a) Modèle Poutre considéré comme très rigide

Condition de rigidité : $L_e = \sqrt[4]{4EI/KA}$

E : module d'élasticité du béton ($E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$).

K: coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}$) pour sole moyen

I : moment d'inertie de la semelle = $0,096 \text{ m}^4$

A : la largeur de la semelle est de 2 m d'où

L_{\max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux est de 6 m d'où

✓ Si : $L_{\max} \leq L_e\pi/2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.

✓ Si : $L_{\max} > L_e\pi/2$ la fondation filante est étudiée comme semelle sur sol élastique avec interaction sol structure. (des méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi ; Flamant et

Westergaard

$$L_e = \sqrt[4]{4EI/KA} = \sqrt[4]{4 \times 32164,2 \times 0,096 / 40 \times 2} = 3,52m$$

$L_e (\pi/2) = 5,2 \text{ m} < L_{\max} = 6 \text{ m} \Rightarrow$ Poutre continue sur sol élastique

$h \leq l_{\max} / 6 = 6 / 6 = 1 \text{ m}$ on prend $h = 1 \text{ m}$.

Vérification des contraintes

$$\Sigma Nu / S \leq 1,5 \times \sigma_s \rightarrow 12201,75 / 45,37 = 2,68 \text{ bars} \leq 1,5 \times 2 = 3 \text{ bars} \dots\dots C.V$$

Calcul de ferrailage de la semelle

Longitudinal : $N = \Sigma N_i / L_y$

$$\begin{cases} A = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{460,44 \times (2 - 0,7)}{8 \times 0,55 \times (400 / 1,15)} = 3,91 \text{ cm}^2 \\ A' = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{342,45 \times (2 - 0,7)}{8 \times 0,55 \times (400 / 1,15)} = 2,91 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

Répartition : $A_r = A_s / 4 = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

b) Modèle Poutre continue sur sol élastique

Calcul de ferrailage longitudinal de la poutre de libage

On n'est pas obligé de mettre une poutre de libage car il y a un voile périphérique

VI.5.5. Schémas de ferrailage des semelles filantes

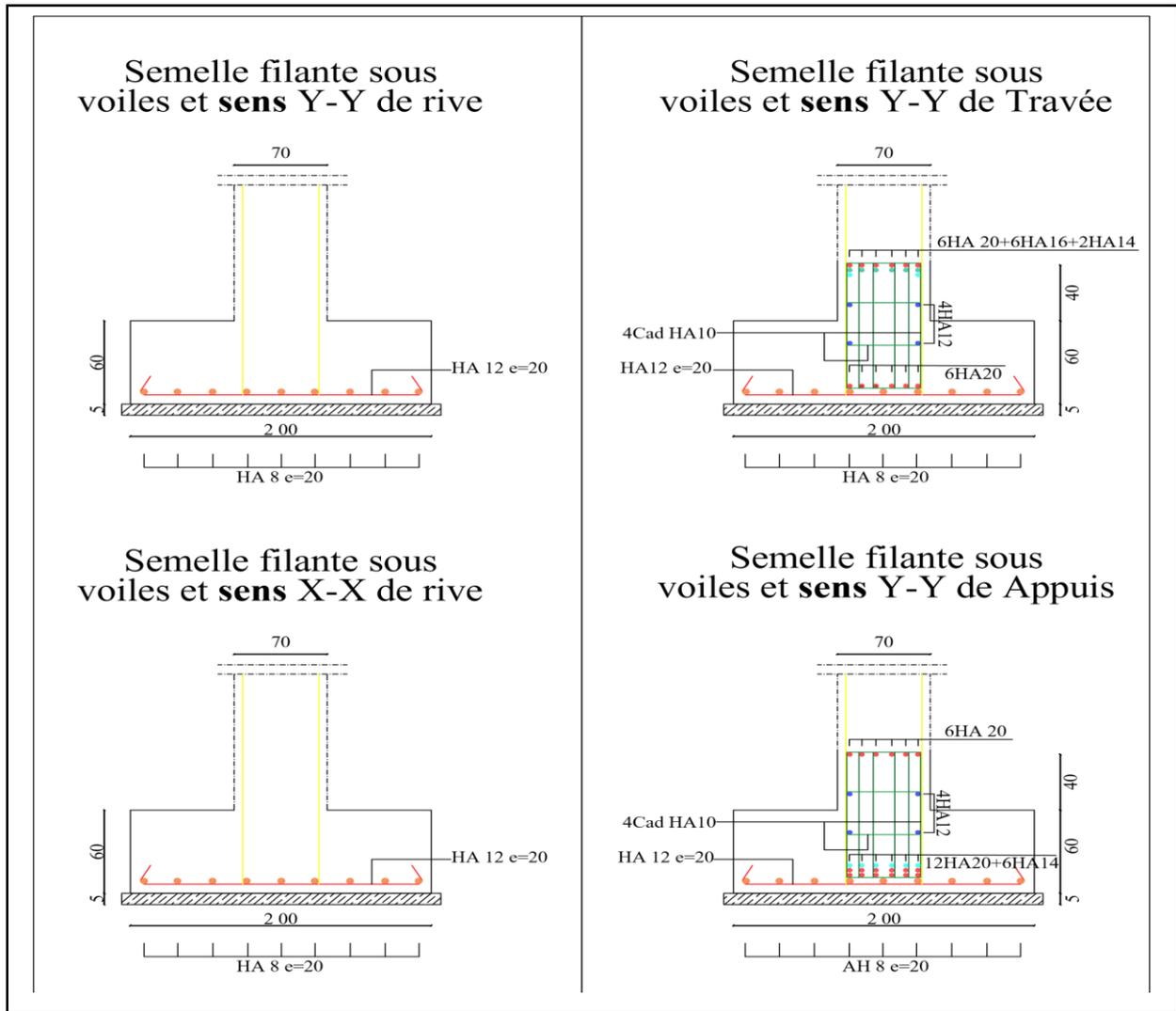


Figure VI .2. Schéma de ferrailage des semelles filantes

VI.6. La longrine

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$.

VI.6.1. Dimensionnement de la longrine

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimale de la section transversale des longrines sont : Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

VI.6.2. Ferrailage de la longrine

❖ Longitudinale

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h \quad (9)$$

$$A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

- Le choix : 6HA12 ($A = 6,79 \text{ cm}^2$)
- Condition de non fragilité : $A_s = A = 6,79 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times 25 \times 27 \times (2,1/400) = 0,81 \text{ cm}^2$

❖ Armatures transversales

Espacement : $St < \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 27 \text{ cm} \rightarrow$ Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section minimale : $At \geq 0,4 \times b \times St / f_e = 0,4 \times 25 \times 15 / 400$

Donc on adopte $At = 0,37 \text{ cm}^2 \rightarrow 2HA8$

VI.6.3. Schéma de ferrailage de longrine

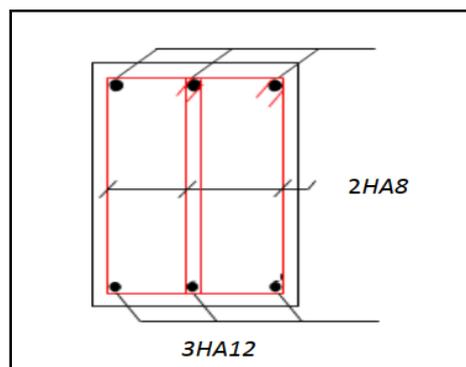


Figure VI.3. Disposition des armatures de longrine

VI.7. Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation a le rôle de la transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ La contrainte admissible du sol.

Dans notre cas nous avons opté pour des semelles filantes dans les deux sens Y, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.

Conclusion

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude était une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant cinq années de formation, cette expérience nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine de bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques tels que : BAEL91, RPA99 version 2003 et autres. Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage. Par ailleurs cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Etant donné l'objectif primordial est la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.
- En ce qui concerne l'étude dynamique de clinique à l'aide du logiciel Autodesk Robot

Structural Analysis Professional 2019 les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- 1- la disposition correcte des voiles est un facteur le plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, et elle donnée un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
 - 2- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec minimum du RPA99 version 2003, cela veut dire que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
 - 3- La vérification de l'interaction voiles - portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable.
 - 4- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure ; Cela nous a conduit adopté des semelles filantes peut assurer la stabilité de notre structure.
 - 5- Notre étude utilisant dans les planches hourdis et parpaing dans les murs extérieurs (créâtes de notre laboratoire de génie civil) pour réduire le poids total et le cout final de cette structure et les structures en général. Lorsque nous avons utilisé des matériaux neufs pour notre bâtiment, nous avons trouvé le poids total inférieur d'environ 178 ton par rapport aux traditionnels matériaux (hourdis et parpaing), ce qui peut redimensionner d'élément structurant pour notre bâtiment. Ceux-ci, peuvent diminuer le coût total de notre projet, et protéger notre environnement des déchets dangereux.
- Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études. IL nous a permis de faire une récapitulation de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règlement Parasismique Algérien, Edition CGS RPA99/version 2003
- Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91 modifiées 99) Edition Eyrolles troisième édition 2000
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2) Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles De Calcul Des Fondations Superficielles. (DTR BC2.331), Edition OPU 2005.
- Cours de béton armé, 3ème et 1er et 2ème année master génie civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude, Indiqué les mémoires utilisée.
- Livre de (CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE-BATIMENT TOME-1ET 2) (Auteur Henry Thonier 2eme Edition Tome 2 – 1999 - et Tome – 1993 -)

Logiciel

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
- EXPERT 2010
- AutoCAD 2019 - Français (French)
- Word 2013 / Excel 2013

Annexes

Annexe : Section réelles d'armatures

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

| ϕ | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|--------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 0,20 | 0,28 | 0,50 | 0,79 | 1,13 | 1,54 | 2,01 | 3,14 | 4,91 | 8,04 | 12,57 |
| 2 | 0,39 | 0,57 | 1,01 | 1,57 | 2,26 | 3,08 | 4,02 | 6,28 | 9,82 | 16,08 | 25,13 |
| 3 | 0,59 | 0,85 | 1,51 | 2,36 | 3,39 | 4,62 | 6,03 | 9,42 | 14,73 | 24,13 | 37,70 |
| 4 | 0,79 | 1,13 | 2,01 | 3,14 | 4,52 | 6,16 | 8,04 | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5 | 0,98 | 1,41 | 2,51 | 3,93 | 5,65 | 7,70 | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6 | 1,18 | 1,70 | 3,02 | 4,71 | 6,79 | 9,24 | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7 | 1,37 | 1,98 | 3,52 | 5,50 | 7,92 | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8 | 1,57 | 2,26 | 4,02 | 6,28 | 9,05 | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,5 |
| 9 | 1,77 | 2,54 | 4,52 | 7,07 | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,1 |
| 10 | 1,96 | 2,83 | 5,03 | 7,85 | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,7 |
| 11 | 2,16 | 3,11 | 5,53 | 8,64 | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,2 |
| 12 | 2,36 | 3,39 | 6,03 | 9,42 | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,8 |
| 13 | 2,55 | 3,68 | 6,53 | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,6 | 163,4 |
| 14 | 2,75 | 3,96 | 7,04 | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,6 | 175,9 |
| 15 | 2,95 | 4,24 | 7,54 | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,6 | 188,5 |
| 16 | 3,14 | 4,52 | 8,04 | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,7 | 201,1 |
| 17 | 3,34 | 4,81 | 8,55 | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,7 | 213,6 |
| 18 | 3,53 | 5,09 | 9,05 | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,8 | 226,2 |
| 19 | 3,73 | 5,37 | 9,55 | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 92,27 | 152,8 | 238,8 |
| 20 | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,8 | 251,3 |

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Sections réelles d'armatures : section en (cm^2) de N armatures de diamètre ϕ en mm

Annexe : Comparaisons le poids total de chaque étage en utilisant l'hourdis nouveaux et traditionnel

| Nive | Surface Plancher (m ²) | Poids de Plancher 3,2 (KN/m2) | | Poids de Plancher 2,8 (KN/m2) | | Poids de Plancher 0,4 (KN/m2) | | Gain (%) |
|---|------------------------------------|-------------------------------|---------|-------------------------------|---------|-------------------------------|---------|----------|
| | | G (KN) | G (Ton) | G (KN) | G (Ton) | G (KN) | G (Ton) | |
| 6 | 343,42 | 1098,94 | 112,09 | 961,57 | 98,08 | 137,368 | 14,01 | 12,5 |
| 5 | 440,26 | 1408,83 | 143,70 | 1232,72 | 125,74 | 176,104 | 17,96 | 12,5 |
| 4 | 494,29 | 1581,72 | 161,34 | 1384,01 | 141,17 | 197,716 | 20,17 | 12,5 |
| 3 | 511,7 | 1637,44 | 167,02 | 1432,76 | 146,14 | 204,68 | 20,88 | 12,5 |
| 2 | 531,5 | 1700,8 | 173,48 | 1488,2 | 151,80 | 212,6 | 21,69 | 12,5 |
| 1 | 531,5 | 1700,8 | 173,48 | 1488,2 | 151,80 | 212,6 | 21,69 | 12,5 |
| RDC | 505,19 | 1616,60 | 164,89 | 1414,53 | 144,28 | 202,076 | 20,61 | 12,5 |
| Enter-sol | 524,3 | 1677,76 | 171,13 | 1468,04 | 149,74 | 209,72 | 21,39 | 12,5 |
| Sous-sol | 490,31 | 1568,99 | 160,04 | 1372,86 | 140,03 | 196,12 | 20,00 | 12,5 |
| Totale | | 13991,90 | 1427,17 | 12242,91 | 1248,78 | 1748,98 | 178,40 | / |
| Note : le poids totale réduire et 178 ton | | | | | | | | |

Annexe : rapport de sole



SARL GEOTEC BETON



Laboratoire d'étude de sol-étude suivi et contrôle des bétons et routes-expertises
Agréé auprès du ministère des travaux publics et ministère de l'habitat

**Projet : Compliment d'étude réalisation d'une
clinique en R+6 avec entre sol et sous sol**

Client : EURL clinique AUZIA.

Rapport d'Etude de Sol



Adresse : HARKAT (face ex BETECOB) BOUIRA Tél/Fax : 026 .72.31.99

SOMMAIRE

I) INTRODUCTION

II) RECONNAISSANCE IN -SITU

III) ESSAIS DE LABORATOIRE

a.) Analyse chimique

IV) CALCUL DE STABILITE

V) CONCLUSION

ANNEXE



ANNEXE

- SCHEMA D IMPLANTATION DES ESSAIS IN SITU.
- TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS CHIMIQUE.



I) INTRODUCTION :

Suite à la remise du rapport du sol intitulé Réalisation d'une clinique en R+6 avec entre sol et sous sol à Sour el Ghozlane., il nous a été demandé un compliment d'étude pour la stabilité du site

II) RECONNAISSANCE IN -SITU :

Le compliment d'investigation a consisté en la réalisation d'un sondage carotté en amont du site afin d'être utilisé dans le calcul de stabilité de l'ensemble du talus) (voir schéma d'implantation joint en annexe).

Sondage S02:

- De 0.00 m à 2.00 m : Remblais (alternance d'argile ocre limoneuse caillouteuse a graveleuse avec des marne ocre avec la présence de dépôt de plastique et des racines d'arbre)
- De 2.00m à 5.00 m : Marne ocre compacte devenant feuilletée vers la base
- De 5.00 m à 12.00 m : banc de schiste rocheux avec inclusion de calcaire rocheux

- La description lithologique montre que le sol est constitué à la base d'un banc de schiste rocheux avec inclusion de calcaire rocheux ,surmonté d'une couche Marne ocre compacte devenant feuilletée vers la base, l'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de Remblais Ces formations décrites sont en harmonie avec la géologie locale de Sour el Ghozlane.

III) ESSAIS DE LABORATOIRE :

a.) Analyse chimique :

- Les analyses chimiques pratiquée sur divers échantillons, révèlent une agressivité nulle vis-à-vis des sulfates (voir tableau récapitulatif des résultats de laboratoire joint en annexe).

IV) CALCUL DE STABILITE:

a) Observation sur site et cartographie géologique :

Les différentes observations géologiques effectuées sur le site ne montrent aucun signe d'instabilité tel que des fissures de traction, ou empreintes d'escarpement ou des cicatrices d'arrachements.



La présence en amont du site de nombreuses constructions (de charge assez conséquente) et des poteaux d'électricité, ne montrent aucun signe de souffrance dues aux mouvements de sol.

Le calcul de stabilité est basé essentiellement :

- Sur le choix de la méthode adaptée : la méthode de calcul est présentée ci-dessous
- Sur les types de paramètres à introduire dans le calcul (C, γ , ϕ) : on considère le cas le plus défavorable.
- En tenant compte de l'influence de la pression interstitielle : et on considère généralement le cas d'un sol saturé.

1) Méthode des tranches :

La méthode utilisée dans le cas de notre étude est la méthode de tranches : elle consiste à tracer un cercle de rupture (fictif) et à diviser la masse libre en de nombreuses tranches verticales.

Le principe de base est définie le coefficient de sécurité comme étant le rapport des moments stabilisateurs sur les moments moteurs.

Le coefficient de sécurité est défini comme étant le rapport des moments stabilisateurs sur les moments moteurs :

$$FS = \frac{\sum \text{moments stabilisateurs}}{\sum \text{moments moteurs}}$$

L'étude de stabilité a été effectuée à l'aide du logiciel GEO-SLOP. Ce logiciel consiste à tester plusieurs surfaces de rupture probables de glissements observées correspondant à des coefficients minimums ($F_s < 1.5$).

Analyse de résultats :

Le calcul de stabilité s'est fait au droit de la ligne de plus grande pente à savoir (voir Fig 1) :

Les surfaces de glissements testées sont assimilées à un arc de cercle et le mouvement est par conséquent de la méthode des tranches est mieux adaptée.

Nous avons calculé des coefficients de sécurité pour certain nombre des cercles de glissements, que nous considérons représentatif.

Pour l'élaboration des ces cercles, nous avons considéré les caractéristiques géotechniques réduites retenus des essais de cisaillement consolidé non drainé.



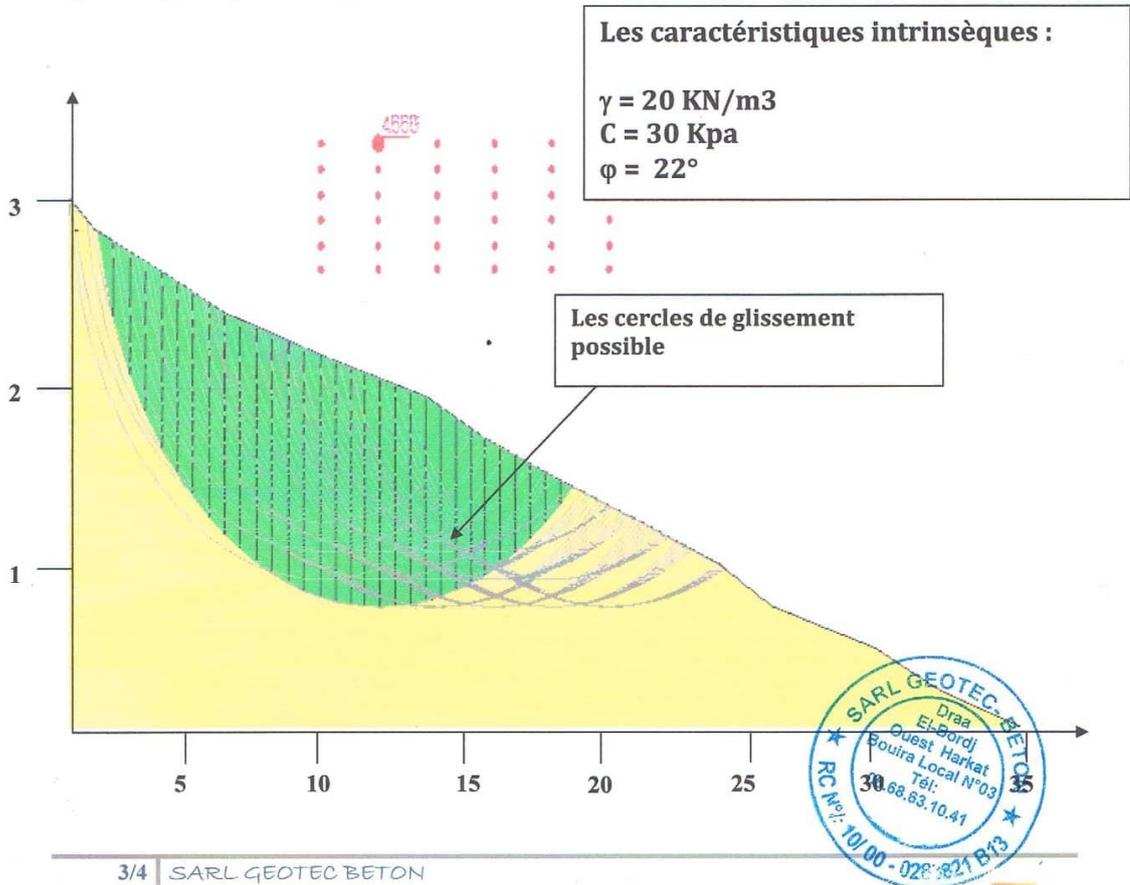
Pour le profil 1 :

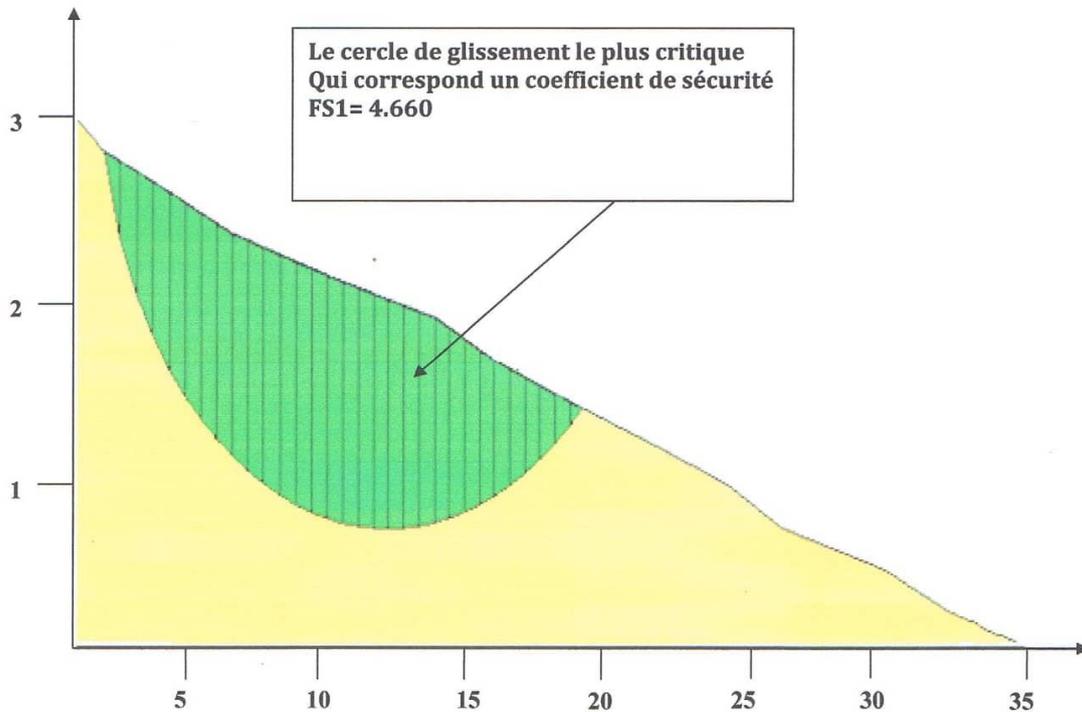
Ce profil est constitué uniquement de formation marneuse : les caractéristiques mécaniques retenues sont les suivantes :

Formations
Marneuse
 $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
 $\varphi = 22^\circ$
 $C = 30 \text{ Kpa}$

Nous avons varié les rayons, ainsi que la position du centre et on a porté pour chaque centre de cercle de rayon déterminé un coefficient de sécurité correspondant, ce qui nous a permis de définir la valeur minimale de F_s , pour essayer de déterminer le cercle critique au long duquel la rupture se produira.

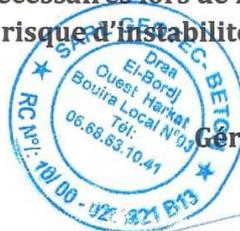
Les courbes de rupture donnent des facteurs de sécurité supérieures à 1.5 pour les cercles C1 ($F_s = 4.660$), ce qui note malgré les facteurs déclenchant (pente, précipitations) le terrain demeure stable.





V) CONCLUSION :

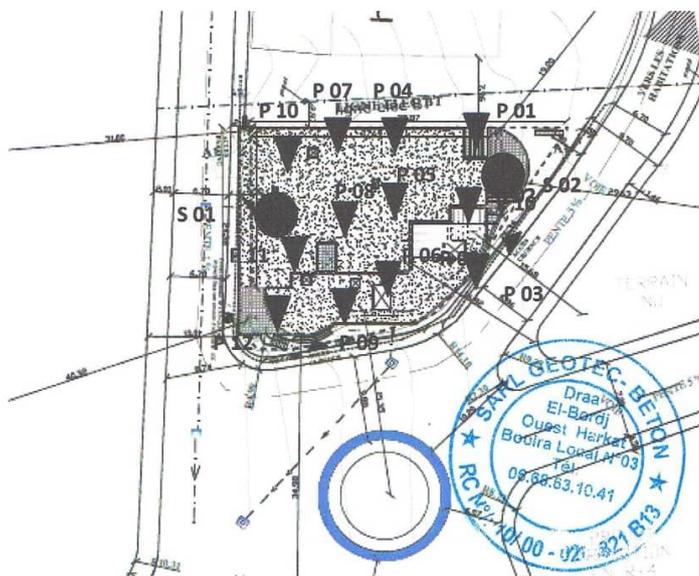
- Les calculs de stabilité simulés, par logiciels ainsi que les diverses observations effectuées sur site ; ont révélé un site stable. Toutefois il serait toujours utile de rappeler la nécessité de réaliser le projet en question suivant les règles de l'art et normes en vigueur. Et prendre les mesures de sécurité nécessaires lors de la réalisation des terrassements et ce afin d'éviter tout risque d'instabilité



**Gérant / L'ingénieur chargé d'étude
Kasmi.Rabah**

**GERANT
KASMI RABAH**

SHEMA D'IMPLANTATION DES ESSAIS IN-SITU



0772112509 rochdi

SHEMA D'IMPLANTATION DES ESSAIS IN -SITU

**PROJET : compliment d'étude Réalisation d'une clinique en R+6 avec
entre sol et sous sol à Sour el Ghozlane.**

LEGENDE :

S⊙ : Sondages carottés

P♦ : Pénétromètre dynamique lourd

Schema d'implantation
des essais in-situ

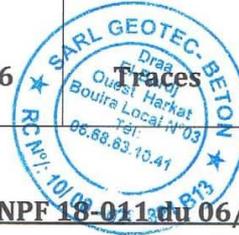
SARL GEOTEC BETON



Rapport d'Analyse chimique

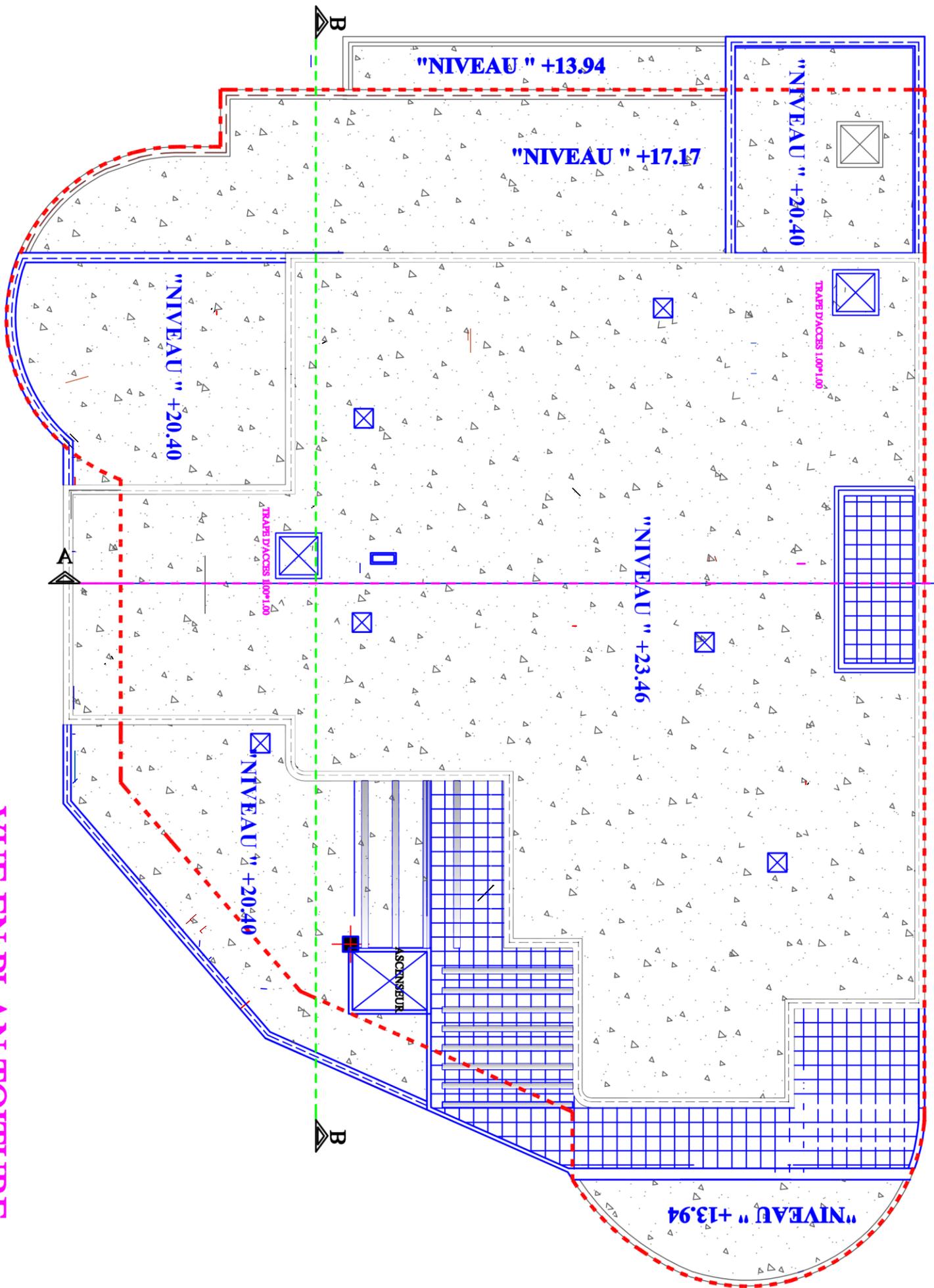
**Projet : compliment d'étude Réalisation d'une clinique en R+6
avec entre sol et sous sol à Sour el Ghozlane.**

| Sondage N° | Profondeur (en m) | Sulfates So4 ⁻ | Carbonates CaCo3 | Chlorures Cl ⁻ | Matières organiques |
|------------|----------------------|------------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------|
| S02 | 2.50 | Traces | 34.10 | Traces | 0.15 |
| S02 | 3.50 | Traces | 34.02 | Traces | 0.10 |
| S02 | 4.00 | Traces | 35.64 | Traces | 0.15 |
| S02 | 4.40 | Traces | 34.66 | Traces | 0.17 |



Observation : Agressivité nulle selon NPF 18-011 du 06/92

VUE EN PLAN TOITURE



"NIVEAU " +13.94

"NIVEAU " +17.17

"NIVEAU " +20.40

"NIVEAU " +20.40

"NIVEAU " +23.46

"NIVEAU " +20.40

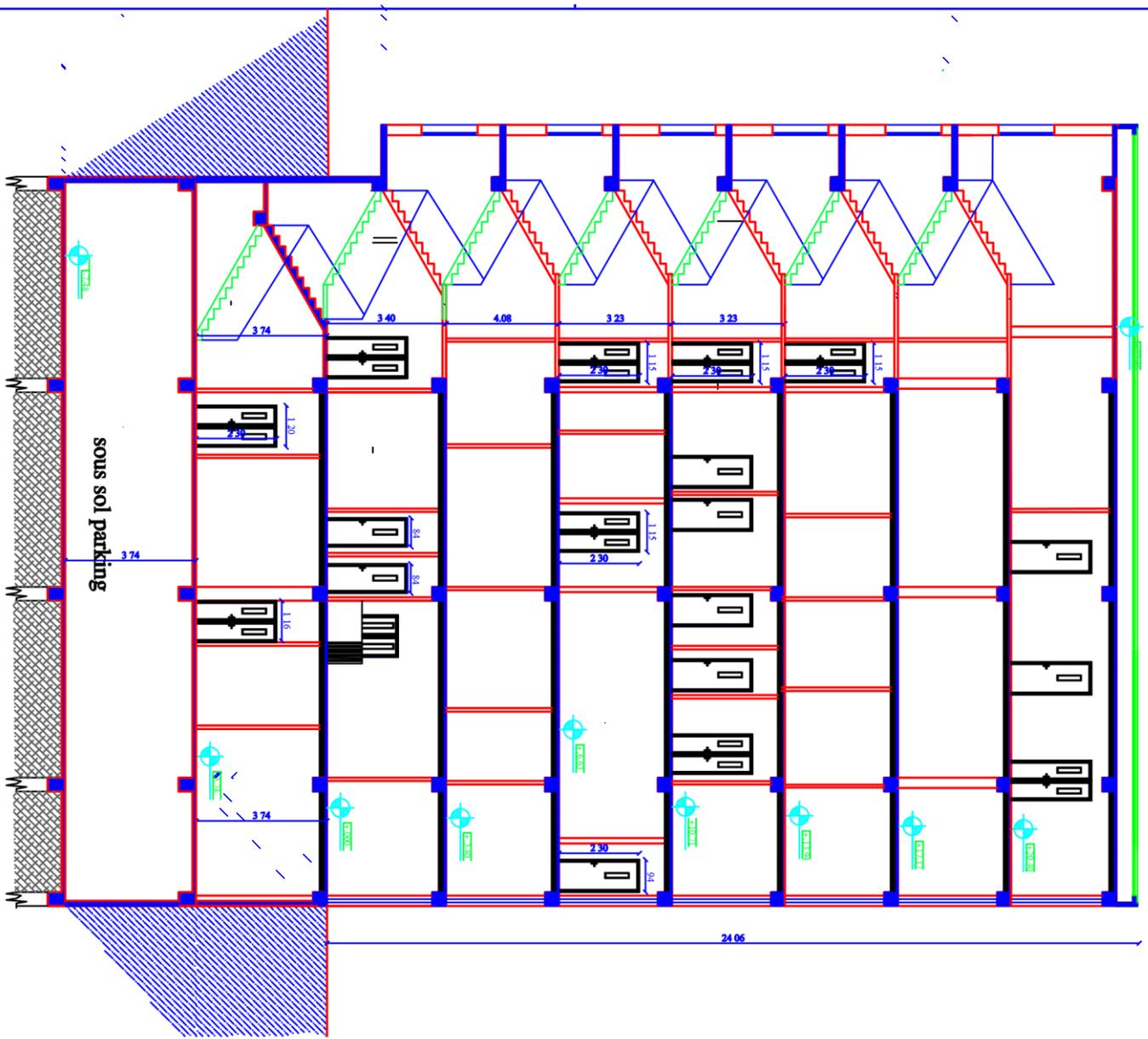
"NIVEAU " +13.94

ASCENSEUR

TRAPEZODACES 100*100

TRAPEZODACES 100*100

COUPE A-A



COUPE B-B

