



Faculty of Sciences and Technology

كلية العلوم
والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

Civil Engineering Department

N° d'ordre : M2... /GC/2025

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème

**Étude d'une tour en béton armé à usages
multiples (sous-sol +RDC+12) à
Mostaganem**

Présenté par :

- BOUAZZA Malik Abdelkader

Soutenu le 24/06/2025 devant le jury composé de :

Président : Mr.Maliki Mustapha

Encadrant : Mr.Mehala Toufik

Examineur : Mr.Bahar Sadek

Année Universitaire 2024/2025

Remercîment

Tout d'abord, on tient à remercier le bon Dieu Tout-Puissant pour toutes ses bénédictions dont ce travail fait partie. On remercie monsieur **M. Maliki mustapha** le président de jury et monsieur **M.Bahar Sadek** l'examineur pour avoir accepté de nous avoir examiné notre travail de fin d'étude.

On tient à exprimer notre profonde gratitude et reconnaissance envers notre encadrant monsieur **T. Mehala tewfik** pour sa patience, encouragements et surtout les efforts qu'il a faits pour nous avoir accueillies au sein de laboratoire structure.

Nous exprimons notre gratitude à tous les professeurs qui ont contribué et influencé d'une manière ou d'une autre sur la réalisation de ce travail grâce à leur enthousiasme durant notre parcours universitaire.

Un remerciement plus particulier à tous nos enseignants de département de science de la technologie de l'Université Abd El Hamid Ibn Badis.

Enfin, grands Merci à nos familles respectives et nos amis qui nous ont aidés. Nous profitons de l'occasion pour remercier tous ceux qu'ont collaborés de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Dédicace

Nous dédions ce modeste travail, comme preuve de respect, de gratitude, et de reconnaissance à :

Nos chers parents : Qui n'ont jamais cessé de nous encourager et nous conseiller, Ils nous ont beaucoup aidé tout au long de notre chemin, grâce à leur amour, leur compréhension, leurs sacrifices, leur tendresse, leurs prières et leur patience et leur soutien moral et matériel.

Nos chères sœurs : Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral, pour leur indulgence en notre faveur qu'ils touchent ici l'affection la plus intime qu'on ressent à leur égard.

Nos collègues : Pour leur compagnie et bons moments passés ensemble. Et tous ceux qui nous sont chers... Merci d'être toujours là pour nous.

Que Dieu vous garde

Résumé

Ce mémoire modeste porte sur l'étude technique d'un bâtiment en R+12 et sous-sol en béton armé. Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Mostaganem, en Algérie. La région est classée en zone sismique IIA selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003).

Avant la réalisation de ce projet, une étude géotechnique a été menée pour évaluer les caractéristiques du sol, la contrainte admissible et la profondeur d'ancrage requise.

Après une analyse sismique approfondie. Le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que l'infrastructure, ont été réalisés en respectant les prescriptions du RPA 99 version 2003 et du CBA 93.

Mots clés : Sols, armatures, stabilité, béton.

Abstract

This modest dissertation concerns the technical study of a building in R+12 and 1 basements in reinforced concrete. This building is located in the wilaya of Mostaganem, Algeria. The region is classified in seismic zone IIA according to the standards of the Algerian Seismic Regulation (RPA99/V2003).

Before carrying out this project, a geotechnical study was carried out to evaluate the soil characteristics, the allowable stress and the required anchoring depth.

After a thorough seismic analysis. The sizing and reinforcement of the structural and non-structural elements, as well as the infrastructure, were carried out in compliance with the requirements of RPA 99 version 2003 and CBA 93.

Key words: Soils, reinforcements, stability, concrete.

ملخص

تتناول هذه الأطروحة المتواضعة الدراسة الفنية لمبنى يحتوي على R+12

وطابق سفلي من الخرسانة المسلحة. يقع هذا المبنى في ولاية مستغانم بالجزائر. تم تصنيف المنطقة كمنطقة زلزالية IIA وفقاً لمعايير لوائح الزلازل الجزائرية. (RPA99/V2003)

قبل الانتهاء من هذا المشروع، تم إجراء دراسة جيوتقنية لتقييم خصائص التربة والإجهاد المسموح به وعمق التثبيت المطلوب.

بعد تحليل زلزالي شامل. تم إجراء تحديد حجم وتعزيز العناصر الهيكلية وغير الهيكلية، وكذلك البنية التحتية، وفقاً لمتطلبات RPA 99 الإصدار 2003 و. CBA 93

الكلمات المفتاحية: التربة، التعزيز، الاستقرار، الخرسانة.

Sommaire

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

SYMBOLES ET NOTATION

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

4.1.	Superstructure	3
4.2.	Ossature	3
4.3.	Les planchers	4
4.4.	Les circulations verticales	4
4.5.	Maçonneries.....	4
4.6.	Acrotère	4
4.7.	Infrastructure	4
5.1.	Béton.....	5
5.1.1	Caractéristique du béton	5
a.	Résistance à la compression.....	5
b.	Résistance à la traction.....	5
c.	Module de déformation longitudinale du béton.....	5
d.	Coefficient de poisson.....	5
e.	Contraintes limites	5
5.2	Acier	7
a.	Types d'aciers utilisés	7
b.	Contraintes de calcul de l'acier (σ_s)	7
c.	Module d'élasticité longitudinal de l'acier	8

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

1.	Introduction.....	10
2.	Prédimensionnement des poutres	10
3.	Pré dimensionnement des planchers	11
5.1.	Plancher à dalle pleine	11
5.2.	Plancher à corps creux.....	12
4.	Prédimensionnement des voiles	12

5. Pré dimensionnement des poteaux	14
5.1. Dimensionnement du poteau le plus sollicité	14
6. Plancher terrasse inaccessible.....	17
7. Prédimensionnement de l'acrotère.....	22
8. Prédimensionnement des balcons	22
9. Prédimensionnement des escaliers	23
10. Conclusion.....	25

CHAPITRE III : ETUDE DE PLANCHERS

1.1. Types de poutrelles	24
1.2. Choix de la méthode de calcul.....	24
1.3. Application de la méthode de Caquot minoré	25
1.4. Ferrailage de la poutrelle	25
1.5. Exemple de calcul du moment d'une poutrelle type 1 par la méthode de Caquot minorée :	26
a. Moment fléchissant en appuis :	27
2. La dalle pleine	34
2.1. Principe de calcul.....	34
2.2. Calcul du ferrailage	34
2.3. Diamètre des armatures	34
2.4. Évaluation des charges et combinaisons fondamentales	35
2.5. Calcul des moments fléchissant.....	35
2.6. Calcul de ferrailage.....	37
a. Sens X-X.....	37
b. Sens-Y-Y	39
2.7. Vérification.....	41
2.7.1 Vérification des contraintes de cisaillement	41
2.7.2 Vérification de la flèche.....	42

CHAPITRE IV :ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Escaliers	109
1.1. Combinaisons de charges.....	109
1.2. Calcul des sollicitations des escaliers	109
1.3. Marche porteuse	111
1.4. Calcul du ferrailage	120
2. Les balcons.....	122
Calcul du ferrailage :	123

CHAPITRE V : ETUDE DE L'ASCENSEUR

1. Introduction.....	70
2. Etude de l'ascenseur	70
3. Descente de charge.....	71
4. Etude du plancher.....	75
5. Vérification des contraintes de cisaillement	84

CHAPITRE VI :ETUDE SISMIQUE

1. Introduction.....	87
2. Objectif de l'étude.....	87
2.1. Présentation du Logiciel Robot structural Analysis	87
2.2. Modélisation de la structure	88
2.3. Résultats de la modélisation numérique	90
2.4. Période fondamentale de la structure.....	91
2.5. Vérification de la période	92
2.6. Vérification du taux de participation modale	93
2.7. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	93
2.7.1. Vérification de l'effort sismique	94
2.7.2. Vérification des déformations	94
2.7.3. Vérification de l'effet P- Δ	95
2.8. Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement	97

CHAPITRE VII :ETUDE DES PORTIQUES ET VOILES ET PLANCHER

1. Introduction.....	99
2. Etude des poutres.....	99
2.1. Recommandations pour les poutres selon le RPA 99 version 2003.....	99
2.2. Ferrailage des poutres.....	99
2.3. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre	102
3. Etude des poteaux	103
3.1. Recommandations pour les poteaux selon le RPA 99 version 2003.....	103
3.2. Ferrailage des poteaux.....	104
3.3. Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau.....	106
4. Etude des voiles	109
4.1. Procédure de ferrailage.....	109
4.2. Recommandations pour les voiles selon le RPA 99 version 2003.....	110
4.3. Ferrailage des voiles	111
4.4. Exemple de calcul du ferrailage d'un voile	115

CHAPITRE VIII : ETUDE DES FONDATIONS

1. Introduction.....	118
2. Choix du type de fondation	118
3. Prédimensionnement du radier	119
4. Vérification des contraintes dans le sol.....	119
5. Vérification au non poinçonnement du radier	121
6. Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2]	122
1. Cartographie et ferrailage du radier	123
2. Conclusion	125

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

ANNEXES

Liste des tableaux

TABLEAU I. 1 : LES DIFFERENTS TYPES D'ACIERS UTILISES ET LEURS CARACTERISTIQUES	7
TABLEAU II.1. DIMENSION DES SECTIONS DES POUTRES	10
TABLEAU II. 3 : DIMENSION DES DALLES PLEINES.....	11
TABLEAU II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES.....	13
TABLEAU II.4. CHARGES DU PLANCHER D'ETAGE COURANT	17
TABLEAU II.5. CHARGES DU PLANCHER TERRASSE.....	17
TABLEAU II.6. CHARGES DE LA DALLE PLEINE	18
TABLEAU II.7. DEGRESSION VERTICALE DES SURCHARGES D'EXPLOITATION	18
TABLEAU III.1. MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMUMS DE CHAQUE TYPE DE POUTRELLE	25
TABLEAU III.2. MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMUMS DU FERRAILLAGE	26
TABLEAU III.3. CHOIX ADOPTE POUR LE FERRAILLAGE DES POUTRELLES	32
TABLEAU IV.1. VALEURS DE X ET Y DES VOLEES D'ESCALIER.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
TABLEAU IV.6. M_{MAX} EN APPUI ET EN TRAVEE ET T_{MAX} DE L'ESCALIER DU SOUS-SOL EN ELU.....	113
TABLEAU IV.7. M_{MAX} EN APPUI ET EN TRAVEE ET T_{MAX} DE L'ESCALIER DU SOUS-SOL EN ELS	113
TABLEAU IV.8. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES ESCALIERS DU SOUS-SOL	116
TABLEAU IV.9. LES MOMENTS EN TRAVEE ET EN APPUIS.....	120

TABLEAU IV.10. ELEMENTS DE REDUCTION (M,T) DU BALCON)	123
TABLEAU IV.10. TABLEAU DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS DE L'ACROTERE.....	127
FIGURE IV.16. SECTION DE CALCUL	127
TABLEAU V.1. CARACTERISTIQUE DES CABLES	74
TABLEAU V.2. TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS	78
TABLEAU V.3. TABLEAU RECAPITULATIF D	80
TABLEAU VI.1. VALEURS DES PENALITES Pq	91
TABLEAU VI.2. COMPARAISON ENTRE LA PERIODE DYNAMIQUE ET LA PERIODE EMPIRIQUE	93
TABLEAU VI.3. TAUX DE PARTICIPATION MODALE.....	93
TABLEAU VI.4. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE.....	94
TABLEAU VI.5. VERIFICATION DES DEFORMATIONS	95
TABLEAU VI.6. VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ SENS XX.....	96
TABLEAU VI.7. VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ SENS YY	96
TABLEAU VI.8. TAUX DES CHARGES VERTICALES PORTEES PAR LES VOILES	97
TABLEAU VII.1. SOLLICITATIONS DE CALCUL MAXIMALES DES POUTRES	100
TABLEAU VII.4. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES	101
TABLEAU VII.5.....	105
TABLEAU VII.6. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES	107
TABLEAU VII.7. EFFORTS DE REDUCTION LES PLUS DEFAVORABLES AGISSANTS SUR LES VOILES.....	112

TABLEAU VII.8. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL	113
TABLEAU VII.9. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL	113
TABLEAU VIII.1. DONNES RELATIVES AUX MATERIAUX.....	119
TABLEAU VIII.2. IMPACTE DO POTEAU LE PLUS SOLLICITE SUR LA DALLE DU RADIER	122
TABLEAU VIII.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT	122
TABLEAU VIII.4. RECAPITULATIF DES MOMENTS MXX [KN.M/M]	124
TABLEAU VIII.5. RECAPITULATIF DES MOMENTS MYY [KN.M/M]	124

Liste des figures

FIGURE I.1. PLAN D'ARCHITECTURE (USAGE D'HABITATION).....	2
FIGURE I.2. PLAN 3D	2
FIGURE I.3. IMPLANTATION DU BATIMENT (SOURCE: GOOGLE MAPS)	3
FIGURE I.4: COUPE TRANSVERSAL D'UN MUR DE FAÇADE.....	4
FIGURE I.5: DIAGRAMME CONTRAINTES - DEFORMATION DE CALCUL DU BETON (E.L.U)	6
FIGURE I.6: DIAGRAMME CONTRAINTES –DEFORMATIONS DU CALCUL DU BETON A (E.L.S)	7
FIGURE I.4. DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION POUR TOUS LES ACIERS.....	7
FIGURE II.1. SECTION TRANSVERSALE D'UNE POUTRE.....	10
FIGURE II.2. DIMENSIONS D'UN PANNEAU DE DALLE.....	11
TABLEAU II.2. TYPES DES TRAVEES DE LA DALLE PLEINE	11
FIGURE II.3 : PLANCHER A CORPS CREUX.	12
FIGUREII.4 : VUE TRANSVERSAL D'UN VOILE	13
FIGURE II.6: SURFACE AFFERENTE DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE	14
FIGURE II.7. SECTION REDUITE DU POTEAU.....	15
FIGURE II.8. SCHEMA DE LA LOI DE DEGRESSION.....	16
FIGURE II.10. SECTION TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.....	22
FIGURE III.2. SECTION TRANSVERSALE DE FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE	26
FIGURE III.3. SECTION DE FERRAILLAGE.....	29

FIGURE III.4. SECTION DE FERRAILLAGE.....	30
FIGURE III.5. FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE.....	33
FIGURE III.6. DIMENSIONS D'UN PANNEAU DE DALLE.	34
FIGURE III.7. FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE.....	45
FIGURE IV.1. SCHEMAS STATIQUES DES TROIS VOLEES DE L'ESCALIER	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
FIGURE IV.6. FERRAILLAGE DU VOLEE 1 DE L'ESCALIER.....	116
FIGURE IV.7. FERRAILLAGE DU VOLEE 2 DE L'ESCALIER.....	117
FIGURE IV.8. FERRAILLAGE DE LA MARCHE PORTEUSE.....	117
FIGURE IV.9. SECTION TRANSVERSALE D'UNE POUTRE.....	118
FIGURE IV.10: SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIER	119
FIGURE IV.11. DESSIN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DU PALIER	122
FIGURE IV.12. SCHEMAS STATIQUES EN ELU ET EN ELS DU BALCON	122
FIGURE IV.13. SECTION DE CALCUL	123
FIGURE IV.15. DIMENSION DE L'ACROTERE.....	126
FIGURE IV.17 : POSITION DE CENTRE DE PRESSION.....	129
FIGURE V.1. DIMENSIONS DE L'ASCENSEUR	70
FIGURE V.2. ASCENSEUR ELECTRIQUE	71
FIGURE V.3. ABAQUE DE DETERMINATION DE SUSPENTES	73
FIGURE V.4. SCHEMA POUR LE CALCUL DES MOMENTS DU AUX CHARGES LOCALISEES	77
FIGURE V.5. SCHEMA DE PANNEAU DE DALLE D'ASCENSEUR.	79

FIGURE V.6. SECTION DE CALCUL EN TRAVEE (X-X)	80
FIGURE V.7. SECTION DE CALCUL EN APPUIS (X-X)	82
FIGURE V.8. SECTION DE CALCUL EN TRAVEE (Y-Y)	83
FIGURE V.9. SECTION DE CALCUL EN APPUIS (Y-Y).....	84
FIGURE V.10. FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE	85
FIGURE VI.1. MODELE 3D DE LA STRUCTURE.....	89
FIGURE VI.2. COUPE EN PLAN DE LA STRUCTURE	90
FIGURE VII.5. CROQUIS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE 1..	101
FIGURE VII.6. CROQUIS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE 2..	102
FIGURE VII.7. CROQUIS DU FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE ..	102
FIGURE VII.7. SECTION REDUITE DU BETON.....	106
FIGURE VII.8. CROQUIS DU FERRAILLAGE DES POTEAUX	108
FIGURE VII.9. SCHEMA D'UN VOILE	109
FIGURE VII.10. TYPOLOGIE DES VOILES ETUDIES.....	112
FIGURE VII.11. SECTION DU FERRAILLAGE DU VOILE.....	112
FIGURE VII.12. CROQUIS 1 DU FERRAILLAGE DES VOILES.....	114
FIGURE VII.13. CROQUIS 2 DU FERRAILLAGE DES VOILES.....	114
FIGURE VIII.1. DISTRIBUTION DES CONTRAINTES A L'ELS	120
FIGURE VIII.2. DISTRIBUTION DES CONTRAINTES A L'ELU.....	120
FIGURE VIII.3. DISTRIBUTION DES CONTRAINTES A L'ELA.....	121
FIGURE VIII.4. DISTRIBUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT SENS XX ET SENS YY	122

FIGURE VIII.5. CARTOGRAPHIE DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU	123
FIGURE VIII.6. CARTOGRAPHIE DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS	124
FIGURE VIII.7. CARTOGRAPHIE DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELA	124
FIGURE VIII.8. FERRAILLAGE COUPE LONGITUDINALE DE RADIER.....	125
FIGURE VIII.9. FERRAILLAGE COUPE TRANSVERSALE	125

Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanents

$Q ; P$: Charge d'exploitation

E : Charge sismique

qu : Chargement ultime

qs : Chargement de service

Mf : Moment fléchissant

Mt : Moment de flexion en travée

Ma : Moment de flexion en appui

Md : Moment en appui droite

Mg : Moment en appui gauche

N : Effort normal

Td : Effort tranchant à droit du point considéré

Tg : Effort tranchant à gauche du point considéré

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h_0 : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite

\emptyset_t : Diamètre des armatures

S : Espacement entre armatures transversales

A_u : Armatures calculées à l'ELUR

A_s : Armatures calculées à ELS

A_a : Armatures en appuis

A_t : Armatures en travées

I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses

I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées

M_{zz} : Inertie massique

L_f : Longueur de flambement

Br : Section réduite

L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine

L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène

I_f : Moment d'inertie fictif

f : Flèche due à une charge considérée (g ; j ; p)

Δ_{ft} : Flèche total

ζ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)

λ : Elancement

W : Poids total de la structure.

β : Coefficient de pondération.

Introduction Générale

La Génie civil englobe toutes les techniques liées aux constructions civiles et industrielles. Les ingénieurs civils sont responsables de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Leur gestion vise à répondre aux besoins de la société tout en garantissant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le domaine d'application du génie civil est vaste et comprend à la fois les travaux publics et le secteur du bâtiment.

Afin de récapituler les connaissances acquises au cours de notre formation, approfondir nos compétences dans le calcul des structures et nous familiariser avec les réglementations en vigueur, nous avons entrepris le calcul d'un bâtiment (R+12) avec sous-sol à usage multiple (commercial, habitation, stockage.), qui est contreventé par un système de voile en béton armé.

Pour ce faire, nous avons divisé notre travail en six chapitres, à savoir :

- ✓ Chapitre I : présentation de l'ouvrage
- ✓ Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.
- ✓ Chapitre III : Etude de planchers
- ✓ Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux
- ✓ Chapitre V : Etude d'ascenseur
- ✓ Chapitre VI : Etude dynamique
- ✓ Chapitre VII : Etude des portiques et voiles
- ✓ Chapitre VIII : Etude des fondations

Pour faciliter l'étude on a fait appel à des logiciels comme :

- ✓ Robot Structural Analysis 2024 : pour la modélisation de la structure.
- ✓ Microsoft office 2016 : Pour la rédaction & les calculs et présentation.
- ✓ AUTOCAD 2021 : pour le dessin.
- ✓ RDM6 (pour le calcul des moments et des efforts).
- ✓ ROBOT EXPERT 2010 pour le ferrailage.

Chapitre I :

Présentation de

l'ouvrage

1. Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur.

- Rester apte à utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- Ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc conséquences d'erreurs humaines ;
- Doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant exécution que durant son exploitation quelle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays. (Pour nous en Algérie, on se référant au RPA99 /version 2003, BAEL91, CBA93 et DTR)

Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot structural analyses Professional 2024 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les règlements suivants : RPA99 /version 2003

Le béton armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions, il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en Béton Armé.

2. Présentation de l'ouvrage

Pour la réalisation et la conception de notre projet de fin de cycle universitaire on a choisi une tour (sous-sol + RDC + 12 étages), dont le contreventement est assuré par un système mixte voiles et portiques.

Notre tour se compose des niveaux qui ont des fonctions différentes :

- Sous-sol à usage de stockage.
- Un rez-de-chaussée abrite des locaux à usage commercial.
- Les 12 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

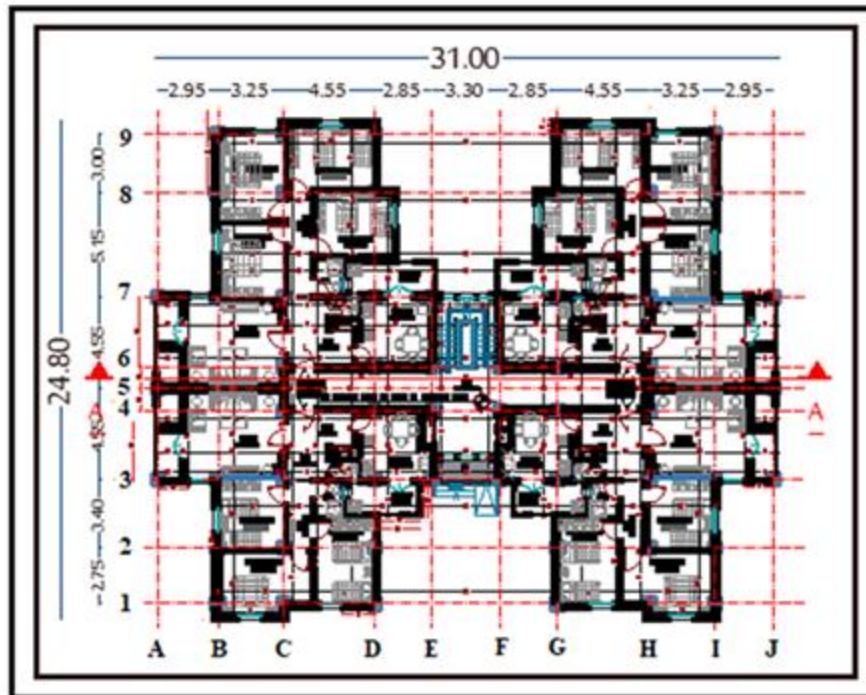


Figure I.1. Plan d'architecture (Usage d'habitation)



Figure I.2. Plan 3D

3. Caractéristiques géométriques du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment en plan 31.00 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan 24.80 m.
- Hauteur du sous- sol 3.06 m.
- Hauteur de RDC..... 3.06 m.
- Hauteur d'étage courant..... 3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment..... 39.78 m.

Implantation de l'ouvrage

L'ouvrage est implanté à la wilaya de Mostaganem dans la commune de mazagan qui est considérée comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) selon le classement établi par le règlement parasismique Algérien « RPA 99 (version 2003) ».



Figure I.3. Implantation du bâtiment (Source: Google Maps)

4. Conception de la structure

4.1. Superstructure

La structure de notre construction est considérée comme étant une structure mixte (Portiques + voiles de contreventement)

4.2. Ossature

Selon l'article 2.5.4 du RPA99/version2003 les ouvrages doivent en général comporter des contreventements qui doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité ;
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations ;
- Minimiser les effets de torsion.

4.3. Les planchers

- Dalle pleine au niveau de sous-sols.
- Plancher à corps creux dans les autres niveaux.

4.4. Les circulations verticales

Dans notre bâtiment on a un seul type d'escalier (escalier à deux volées et à un palier intermédiaire) qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagers.

4.5. Maçonneries

- Murs extérieurs : ils seront en double parois séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Paroi extérieure en briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm ;
- Paroi intérieure en Briques creuses intérieur d'épaisseur 10 cm.

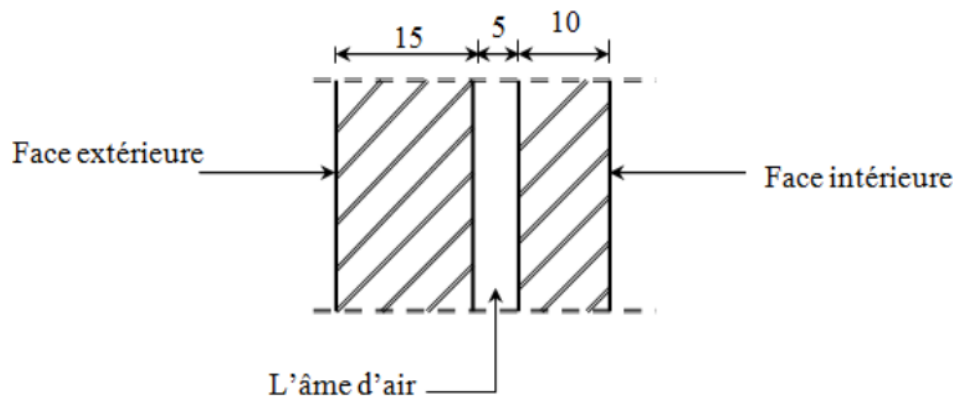


Figure I.4: Coupe transversal d'un mur de façade

- Murs intérieurs : seront composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

4.6. Acrotère

Pour les terrasses inaccessibles, on adopte un acrotère de 0.6m de hauteur.

4.7. Infrastructure

- A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :
- La contrainte admissible σ sol : 3bars
- Poids volumique du sol : 17KN/m³
- Angle de frottement interne : $\varphi=35^\circ$
- L'absence d'une nappe phréatique et galeries.

5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.

5.1. Béton

Le béton est un mélange complexe dont des proportions convenables de granulats (Sable + gravier), et liant (ciment) malaxé avec l'eau pour obtenir une pâte maniable.

$$\text{Béton} = \text{Ciment} + \text{Gravier} + \text{Sable} + \text{eau de gâchage.}$$

5.1.1 Caractéristique du béton

a. Résistance à la compression

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à 28 jours dite f_{c28} . Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 16cm et de hauteur 32cm.

Pour notre étude on va opter $f_{c28} = 25\text{MPa}$

b. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

c. Module de déformation longitudinale du béton

>Le module de déformation longitudinale instantanée :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} \text{ Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa, on a } E_{i28} = 32164,19\text{MPa}$$

>Le module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{c28}} \text{ Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa, on a } E_{v28} = 10818,87\text{MPa.}$$

d. Coefficient de poisson

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

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

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

e. Contraintes limites

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U).
- Etat limite de service (E.L.S).

Etat limite ultime (E.L.U) :

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

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

Avec : γ_b = coefficient de sécurité.

$\gamma_b = \{ 1,15$ pour la situation accidentelle.

$\gamma_b = \{ 1,5$ pour la situation durable et transitoire.

θ : coefficient qui tient compte de la durée de l'application des charges.

{1 si la durée est supérieure à 24 heures.

{0.9 si la durée est comprise entre une heure et 24 heures.

{Sinon 0.85.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPA (situations durables et transitoires).}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,15} = 18,48 \text{ MPA (situations accidentelles).}$$

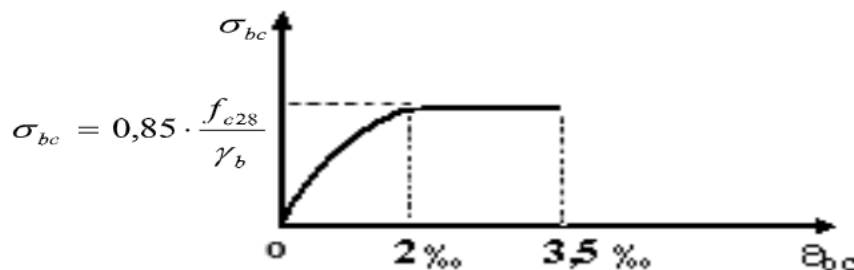


Figure I.5: Diagramme contraintes - déformation de calcul du béton (E.L.U)

Etat limite de service (E.L.S) :

A l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton à : $\sigma_{bar} = 0,6f_{c28}$

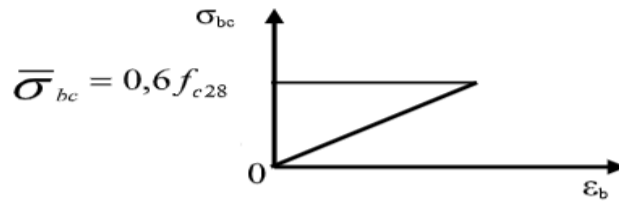


Figure I.6: Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à (E.L.S)

5.2 Acier

a. Types d'aciers utilisés

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité fe [MPa]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	Armatures transversales (cadre, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
	FeE235	235	
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	Armatures longitudinales
Treillis soudés (TS)	TLE520 $\varphi \leq 6$	520	Emplois courants pour : Planchers et dallage.

Tableau I. 1 : Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

b. Contraintes de calcul de l'acier (σ_s)

»» Etat limite ultime de résistance (E.L.U.) :

Le diagramme contrainte (σ_s) -déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini ci-après :

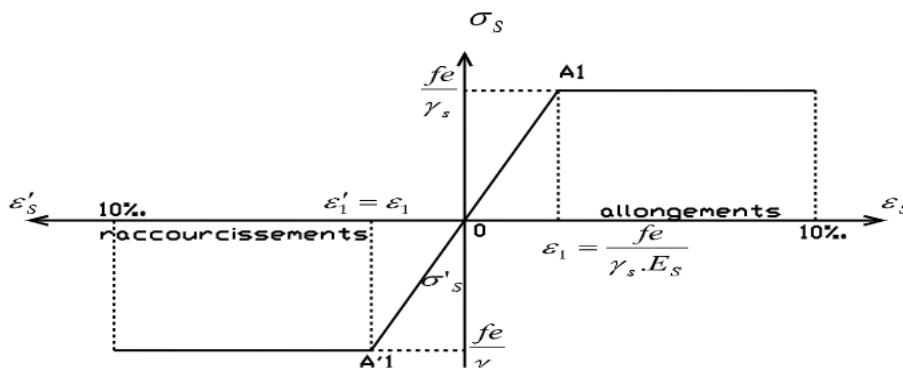


Figure I.4. Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier ($\sigma_s = f_e / \gamma_s$)

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = \{1,15 \text{ pour une situation courante (normale)}$

$\gamma_s = \{1,00 \text{ pour une situation accidentelle}$

ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)

$\sigma_s = \{400/1.15 = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{Situation courante.}$

$\sigma_s = \{400/1 = 400 \text{MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.}$

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

>Etat limite de service (E.L.S):

Selon les règles BAEL91 :

- Fissuration peu nuisible \gg Aucune vérification pour σ_s
- Fissuration préjudiciable $\gg \sigma_s \text{ bar} = \min(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{n \times ftj})$,
- Fissuration très préjudiciable $\gg \sigma_s \text{ bar} = \min(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{n \times ftj})$,

Avec ;

ftj : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

η : Coefficient de fissuration = 1 \rightarrow Acier rond lisse ;

η : Coefficient de fissuration = 1,16 \rightarrow Acier haute adhérence ;

c. Module d'élasticité longitudinal de l'acier

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

$$E_s = 200000 \text{ MPA}$$

Chapitre II : Prédimensionnement

1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments porteurs d’une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. En prenant en compte la descente des charges et surcharges qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l’ouvrage et des formules empiriques utilisées par les règlements RPA 99, V 2003 et le BAEL 91 ; Afin d’obtenir des dimensions économiques.

2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire (b×h), elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux transmis par les planchers.

> Critère de la flèche d’après le BAEL91 :

Avec :

L : Portée maximale entre axes de la poutre ;

b : Largeur de la poutre ;

h : Hauteur de la poutre ;

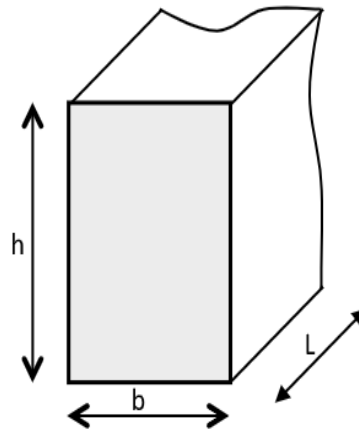


Figure II.1. Section transversale d’une poutre

>Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

$b \geq 20\text{cm}$; $h \geq 30\text{cm}$;

Type de poutres	Sens	L (cm)	$\frac{L_{max}}{15}$	$\frac{L_{max}}{10}$	h(cm)	b(cm)	$\frac{h}{b}$	Section (cm ²)
Poutre principale (PP)	Y-Y	515	34,33	51,5	45	30	1,5	30×45
	Y-Y	455-340-300-275	30,33	45,5	40	30	1,5	30x40
Poutre secondaire (PS)	X-X	455	30,33	45,5	40	30	1,33	30×40

Tableau II.1. Dimension des sections des poutres

3. Pré dimensionnement des planchers

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- > Planchers à corps creux.
- > Planchers à dalle pleine.

5.1. Plancher à dalle pleine

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

On distingue deux types de dalle pleine :

Une dalle porte dans un seul sens (repose sur deux appuis), lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

Et une dalle porte dans deux sens (repose sur 4 appuis) si :

Ou bien dalle soumise à une charge concentrée

Avec ;

l_x : La plus petite portée du panneau de dalle.

l_y : La plus grande portée du panneau de dalle.

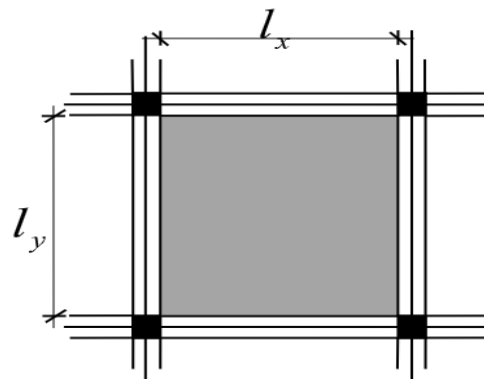


Figure II.2. Dimensions d'un panneau de dalle.

Dalle une seule sens	Dalle deux sens
$h_d = (\frac{1}{35} \div \frac{1}{30})L_x$	$h_d = (\frac{1}{50} \div \frac{1}{40})L_x$

Tableau II.2. Types des travées de la dalle pleine

Emplacement	L_x (cm)	L_y (cm)	ρ	Type de dalle	L'épaisseur h_d
planchers du S/Sol	455	515	0,88	La dalle porte suivant deux sens	$h_d = (\frac{1}{50} \div \frac{1}{40})L_x = (\frac{455}{50} \div \frac{455}{40}) = (9,1 \div 11,375) = 11 \text{ cm}$

Tableau II. 3 : Dimension des dalles pleines.

> Condition d'isolation acoustique :

- > Contre les bruits aériens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ Kg/m}^2$ > $h_d = 15 \text{ cm}$
- > Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ Kg/m}^2$ > $h_d = 16 \text{ cm}$.

> Conditions de sécurités en matière d'incendie :

- Pour une heure de coupe de feu > $h_d = 7 \text{ cm}$.
- Pour deux heures de coupe de feu > $h_d = 11 \text{ cm}$
- Pour quatre heures de coupe de feu > $h_d = 17.5 \text{ cm}$

D'après ces conditions on a choisi $h_d = 16 \text{ cm}$

5.2. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux (voir fig.II.3.)

h_t : Epaisseur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

h_1 : Epaisseur du corps creux.

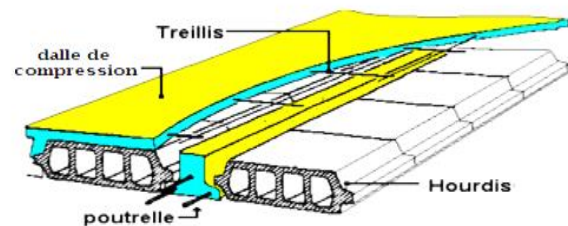


Figure II.3 : Plancher à corps creux.

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

[BAEL 91 / 7.6.8,424]

Avec :

L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle dans la direction de disposition des solives en (cm).

Dans notre projet, on a : $L_{max} = 455 \text{ cm}$ donc $18,2 \text{ cm} \leq h_t \leq 22,75 \text{ cm}$

On prendra : $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$.

4. Prédimensionnement des voiles

L'épaisseur du voile doit vérifier les conditions du RPA99 (version 2003) [article 7.7.1]

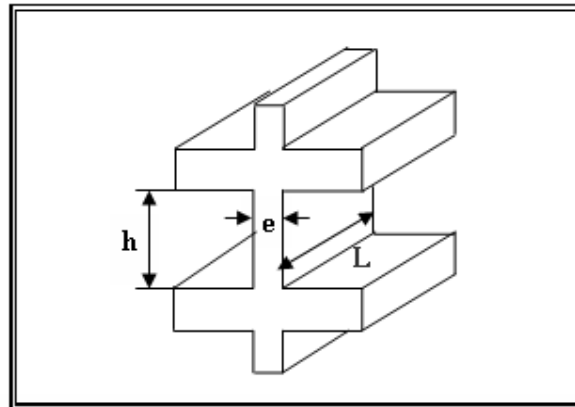


Figure II.4 : vue transversal d'un voile

$$\begin{cases} e \leq \frac{L}{4} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{cases} \quad \text{Avec: } h_e = h - h_d$$

L : Largeur du voile correspond à la portée minimale.

E : Epaisseur du voile.

h_t : Hauteur libre d'étage.

h_d : Epaisseur du plancher.

Dans notre projet, on a deux cas :

Lorsque $h_e = h - h_d$ $h_e = h - h_d = 306 - 40 = 266\text{cm}$

$$\begin{cases} e \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e \leq \frac{305}{4} \Rightarrow e \leq 76,25\text{cm} \\ e_1 \geq \frac{h_{e1}}{20} \Rightarrow e_1 \geq \frac{266}{20} \Rightarrow e_1 \geq 13,30\text{cm} \end{cases}$$

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e . [Article 7.7.1]

$e_{min} = 15\text{ cm}$

Alors : $e \leq 76,25\text{ cm}$

Tableau II.3. Pré dimensionnement des voiles

	h (cm)	h _e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	e (cm)
Sous-sol - RDC – Etage courant	306	266	13,30	20

En conclusion, on a un seul type du voile adopté pour la structure est de 20cm.

5. Pré dimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

Respect des critères de résistance.

Respect des conditions du RPA 99 version 2003.

Satisfaction des conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité à une section afférente dont les dimensions sont représentées sur la Figure 14.

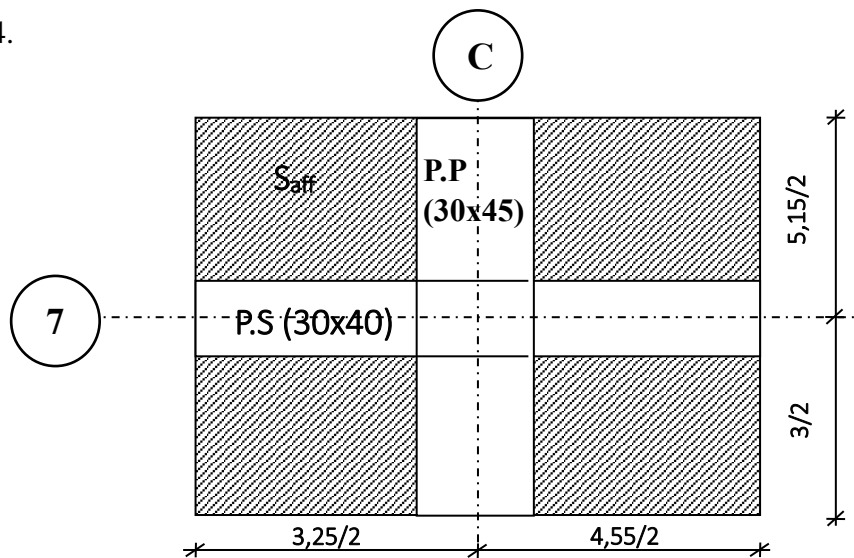


Figure II.6: Surface afférente du poteau le plus sollicité

5.1. Dimensionnement du poteau le plus sollicité

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface afférente $S_{aff} = 15,89 \text{ m}^2$.

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

Critère de résistance :

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

Avec

B_r : Section réduite du béton (Figure 15)

θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

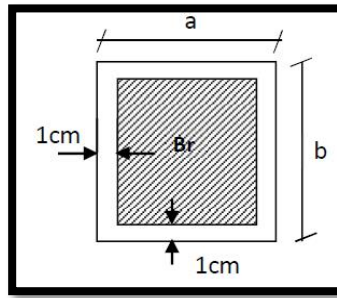


Figure II.7. Section réduite du Poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\frac{A}{B_r} = 0,8 \% \text{ (Mostaganem : zone IIa)}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2$

$$\text{d'où, } B_r \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9}\right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100}\right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot N_u = 0,662765257 \cdot N_u$$

N_u : Charge verticale à l'ELU et qui se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right. \text{ et } \frac{N_c}{f_{c28} \times B_c} \leq 0,3$$

Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles de BAEL 91, on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

I : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.

B : Section du béton.

λ : Elancement du poteau.

l_0 : Hauteur d'étage.

a, b : Dimensions du poteau.

L_f : Longueur du flambement.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à $0.50.Q$ sauf pour le dernier et avant-dernier niveau. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs des surcharges en appliquant la dégression verticale (Tableau 5).

La loi de dégression [DTR.B.C 2.2/ IV.6.3]:

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Soit $Q_1, Q_2 \dots, Q_{n-1}$ et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

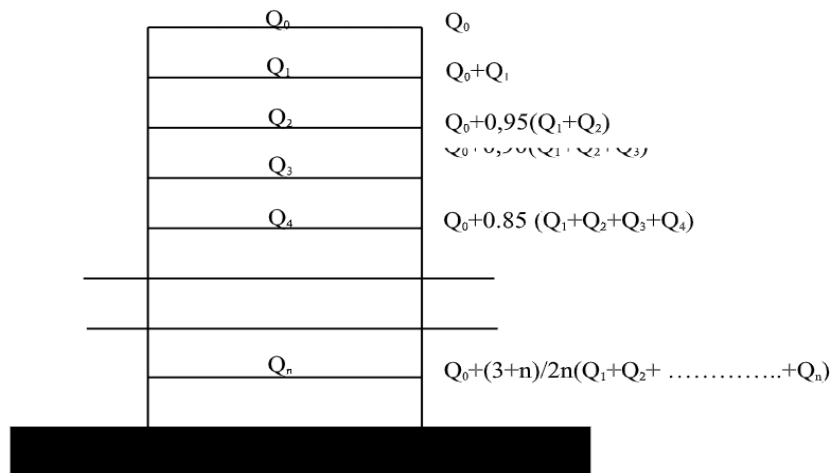


Figure II.8. Schéma de la loi de dégression

Descente de charges

5.2 Calcul des charges du plancher à corps creux

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation "DTR B.C.2.2".

L'étage courant est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 3.

Tableau II.4. Charges du plancher d'étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.01	0.2
Chappe de béton	18	0.02	0.36
Enduit plâtre	10	0.01	0.10
Dalle corps creux (16+4)			2.8
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 5.06 kN/m²
Charge d'exploitation (Charge d'habitation)			Q = 1.5 kN/m²

6. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales et dont le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 2.

Tableau II.5. Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Protection gravillon	20	0.04	0.8
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	20	0.12	2.4
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle corps creux (16+4)			2.80
Enduit plâtre	10	0.01	0.1
Charge permanente			G = 6.38 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 1 (kN/m²)

Tableau II.6. Charges de la dalle pleine

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.01	0.2
Chappe de béton	18	0.02	0.36
Enduit plâtre	10	0.01	0.10
Dalle pleine	25	0.16	4
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 6.1 kN/m²
Charge d'exploitation (Charge des locaux)			Q = 3.5 kN/m²

Tableau II.7. Dégression verticale des surcharges d'exploitation

i =	Niveaux	Charge d'exploitation Q (kN/m ²)
1	Haut 12 ^{ème} étage	1
2	Haut 11 ^{ème} étage	2,5
3	Haut 10 ^{ème} étage	3,85
4	Haut 9 ^{ème} étage	5,05
5	Haut 8 ^{ème} étage	6,1
6	Haut 7 ^{ème} étage	7
7	Haut 6 ^{ème} étage	7,75
8	Haut 5 ^{ème} étage	8,5
9	Haut 4 ^{ème} étage	9,25
8	Haut 3 ^{ème} étage	10
9	Haut 2 ^{ème} étage	10,75
10	Haut 1 ^{er} étage	11,5
11	Haut RDC	12,25
12	Haut Sous-sol	14.23

Tous ces paramètres ont permis d'établir un fichier Excel pour la détermination des sections des poteaux de ce projet (Tableau 6).

6.2. Exemple de calcul :

Pour cet exemple, on va calculer les dimensions de la section transversale du poteau du sous-sol :

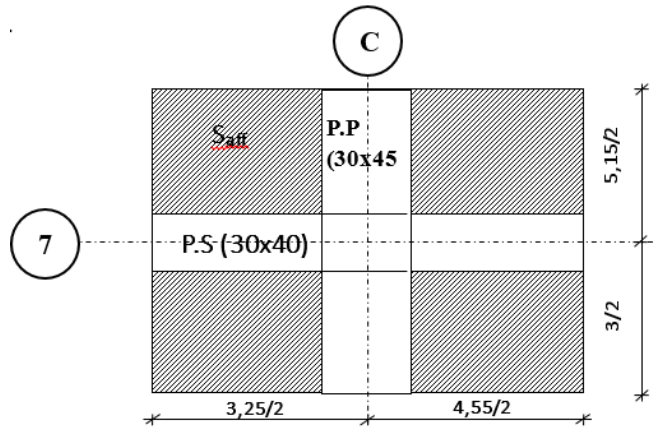


Fig. II.6: Surface afférente du poteau le plus sollicité

La surface afférente est :

$$S_{aff} = (5,15/2 + 3/2) \times (3,25/2 + 4,55/2) = 15,8925 \text{ m}^2.$$

a. Critère de résistance :

$$\text{On : } Br \geq 0,0064 \text{ Nu}$$

>Détermination de l'effort normal dû au poids du plancher :

$$\text{On a : } Nu = 1,15 \times Pu$$

$$\text{Avec : } Pu = N_{\text{Plancher}} + N_{\text{Poutre}}$$

>Détermination de l'effort normal dû au poids du plancher :

On a :

$$N_{\text{plancher}} = (1,35G + 1,5Q) \times S_{\text{Aff}}$$

$$G_{\text{cuml}} = 71.62 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{cumul}} = 14.23 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1.35 \times 7162) + (1.5 \times 1423)] \times 15,8925$$

$$\text{donc : } N_{\text{plancher}} = 187582,356 \text{ daN}$$

>Détermination de l'effort normal du au poids des poutres principales et secondaires :

On a :

$$N_{\text{Poutre}} = 1,35 \times Pt \times n \quad \text{Avec : } Pt = (P_{PP} \times L_{\text{AffPP}}) + (P_{PS} \times L_{\text{AffPS}})$$

- **Poids propre des poutres principales et secondaires:**

$$P_{pp} = 2500 \times 0.30 \times 0.45 = 337.5 \text{ daN/mL}$$

$$P_{ps} = 2500 \times 0.30 \times 0.40 = 300 \text{ daN/mL}$$

$$\text{La longueur afférente de la poutre principale : } L_{aff} = 4,075\text{m}$$

$$\text{La longueur afférente de la poutre secondaire : } L_{aff} = 3,9\text{m}$$

- **Poids total des poutres principales et secondaires :**

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (337,5 \times 4,075) + (300 \times 3,9)$$

$$P_t = 2545,31 \text{ daN .}$$

$$N_{Poutre} = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = 13.$$

$$N_{Poutre} = 1.35 \times 2545,31 \times 13$$

$$N_{Poutre} = 44670,1905 \text{ daN}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 (N_{plancher} + N_P) = 1.15 (187582,356 + 44670,1905)$$

$$N_u = 232252,5465 \text{ daN.}$$

$$Br \geq 0.0064 N_u \quad \Rightarrow \quad Br = (a-2) \times (b-2) \geq 1486,416$$

La Section de poteau au niveau de Sous/sol est : (50x50) cm².

- **b. Condition de RPA 99V.2003 [Article 7. 4.1] :**

$$\text{Min}(a ; b) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots \text{Zone IIa Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(a ; b) = 50\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$1/4 < ab = 0.25 < 4$$

Condition vérifiée

- **c. Critère de flambement :**

$$= L_f \div i = 3,46 \times L_f \div a \leq 35$$

- **Détermination de la longueur de flambement L_f :**

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214.2\text{cm}$$

- **Détermination rayon de giration de la section de plan :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

- **Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{a^4}{12} - \frac{50^4}{12} = 520833,3333 \text{ cm}^4$$

- Aire de la section du béton seul B :

$$B=a \times b=50 \times 50=2500 \text{ cm}^2$$

$$D'ou : i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833,3333}{2500}} = 14,43 \text{ cm}$$

$$= \frac{Lf}{i} = \frac{214,2}{14,43} = 14,84 \leq 35 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Tableau II.8. Feuille d'Excel de calcul du pré dimensionnement des poteaux

ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{upp} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{upot} [KN]	N _{planc} [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm ²]	a	choix	vérification RPA	Vérif. flambement
haut 12 ^{ème} étage	5,76	1	17,769	16,504	0,000	147,419	181,692	132,821	118,484	12,885	30	13,308	24,735
haut 11 ^{ème} étage	10,74	2,5	35,539	33,008	7,928	290,022	366,496	267,064	238,998	17,460	30	18,870	24,735
haut 10 ^{ème} étage	15,72	3,85	53,308	49,511	15,856	429,050	547,725	398,924	357,181	20,899	35	23,063	21,201
haut 9 ^{ème} étage	20,7	5,05	71,078	66,015	26,646	564,502	728,241	530,520	474,898	23,792	35	26,596	21,201
haut 8 ^{ème} étage	25,68	6,1	88,847	82,519	37,437	696,378	905,180	659,732	590,283	26,296	35	29,659	18,551
haut 7 ^{ème} étage	30,66	7	106,616	99,023	51,531	824,678	1081,848	789,008	705,491	28,561	40	32,435	18,551
haut 6 ^{ème} étage	35,64	7,75	124,386	115,526	65,625	949,402	1254,939	915,899	818,367	30,607	40	34,946	18,551
haut 5 ^{ème} étage	40,62	8,5	142,155	132,030	79,719	1074,126	1428,031	1042,791	931,243	32,516	40	37,288	16,490
haut 4 ^{ème} étage	45,6	9,25	159,924	148,534	97,557	1198,851	1604,866	1172,456	1046,560	34,351	45	39,538	16,490
haut 3 ^{ème} étage	50,58	10	177,694	165,038	115,395	1323,575	1781,701	1302,120	1161,877	36,086	45	41,667	16,490
haut 2 ^{ème} étage	55,56	10,75	195,463	181,541	133,232	1448,299	1958,536	1431,785	1277,194	37,738	45	43,693	14,841
haut 1 ^{er} étage	60,54	11,5	213,233	198,045	155,254	1573,024	2139,555	1564,549	1395,240	39,353	50	45,673	14,841
haut RDC	65,52	12,25	159,924	148,534	115,395	1697,748	2151,605	1572,150	1403,098	39,458	50	45,784	14,841
Haut sous/sol	71,62	13	177,694	165,038	133,232	1846,502	2322,465	1697,389	1514,519	40,917	50	47,573	14,841

En résumé le choix des sections des poteaux est récapitulé dans le Tableau 7.

Tableau II.9. Choix des sections des poteaux

Niveaux	Section Choisie (cm ²)
Sous-sol et RDC et 1 ^{er} étage	50 x 50
2 ^{ème} - 3 ^{ème} - 4 ^{ème} étage	45 x 45
5 ^{ème} - 6 ^{ème} - 7 ^{ème} étage	40 x 40
8 ^{ème} - 9 ^{ème} - 10 ^{ème} étage	35 x 35
11 ^{ème} - 12 ^{ème} étage	30 x 30

7. Prédimensionnement de l'acrotère

Un mur d'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé sur l'ensemble de la périphérie de la toiture terrasse dont la section transversale ci-dessous (Figure 17).

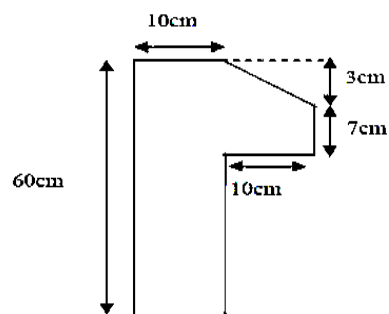


Figure II.10. Section transversale de l'acrotère

8. Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 1.50 m et l'épaisseur adoptée pour les balcons est de 16 cm. Les charges appliquées sur la dalle du balcon sont regroupées dans le Tableau 9.

Tableau II.10. Charges de la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement de carrelage	22	0.025	0.55
Mortier de pose	20	0.015	0.3
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.16	4
Enduit ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			$G = 5.57 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation			$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

9. Prédimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble (Figure 18).

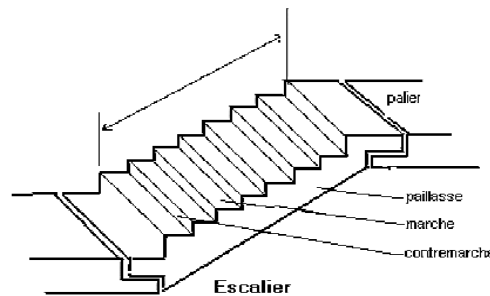


Figure II.11. Eléments composants d'un escalier

Les escaliers sont des éléments importants et ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Dans ce projet, les escaliers sont composés de deux volés (Figure 19), il est nécessaire de faire la distinction entre la cage d'escalier du rez-de-chaussée et de l'étage courant.

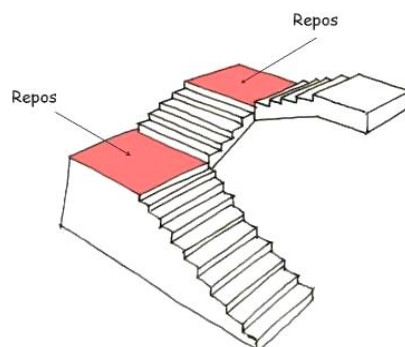


Figure II.12. Schéma type d'un escalier à 3 volées

La loi de Blondel est une formule universelle qui régit le confort d'un escalier afin qu'il soit agréable à emprunter pour un usager. La loi de Blondel met en relation 2 dimensions : la hauteur de marche, et le giron et dont la formule est : $60\text{ cm} \leq g + 2h \leq 64\text{ cm}$

En prenant $g = 30\text{ cm}$ et $h = 17\text{ cm}$, la relation de blondel est vérifiée car $g + 2 \times h = 64\text{ cm}$.

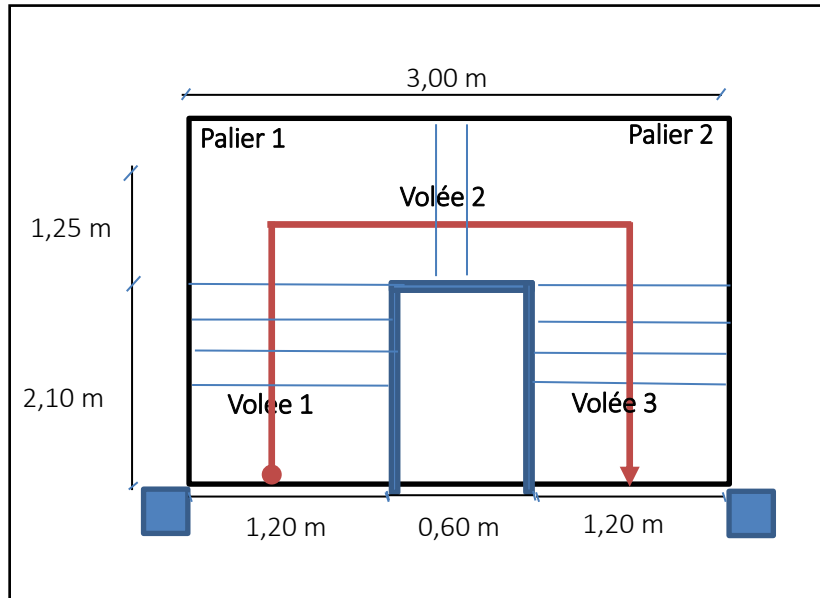


Figure II.13. Vue en plan de la cage d'escalier
 Tableau II.11. Caractéristiques des escaliers selon le niveau

	Sous-sol –RDC -Etage courant
h_e (m)	3,06
N contre marches	18
N contre marches volée 1 et 3	8
N contre marches volée 2	2
$h_{volée1\text{ et }3}$ (m)	1,36
$h_{volée2}$ (m)	0,17

La pente est constante pour tous les volées et elle est égale à :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier sera calculée avec la longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) la plus défavorable.

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 210^2)} = 259,82\text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\text{paillasse}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{384,82}{30} \leq e_p \leq \frac{384,82}{20} \Rightarrow 12,82 \text{ cm} \leq e_p \leq 19,24 \text{ cm}$$

Le choix de l'épaisseur de la paillasse (e_p) qui est identique à celui du palier est de 16 cm.

Les charges appliquées sur la paillasse et le palier sont regroupées sur les Tableaux 11 et 12.

Tableau II.12. Charges de la dalle pleine du palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	28	0.025	0.7
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.16	4
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			G = 5.82 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2.5 (kN/m²)

Tableau II.13. Charges de la dalle pleine de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement horizontale	28	0.025	0.7
Revêtement verticale	28	0.025. (0,17/0,3)	0.39
Matière de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de la paillasse	25	0.16/Cos29.54	4.59
Poids propre des marches	25	0.17 (1/2)	2.125
Enduit ciment	18	0,01	0.18
Charge permanente			G = 8,385 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2.5 (kN/m²)

10. Conclusion

Il est clair que le prédimensionnement des éléments de la structure est très important pour aborder l'étude de ce projet. Dans ce chapitre, un prédimensionnement de tous les éléments qui composent la structure étudiée a été proposé. Ce prédimensionnement concerne les éléments porteurs comme les poutres, les poteaux, le plancher et les voiles et les éléments secondaires comme l'escalier, le balcon et l'acrotère.

Chapitre III :

Etude de planchers

1. Introduction

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux qui séparent les niveaux d'un bâtiment et supportent les charges gravitationnelles et temporaires. Construits avec divers matériaux tels que le béton, l'acier ou le bois.

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- La résistance aux vibrations dus aux vents, séismes ou les poussées des terres
- Séparer entre les différents niveaux ;
- Assurer une bonne isolation thermique et acoustique.
- La durabilité à long terme ;
- Résister aux forces de compression, de flexion et de cisaillement ;

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

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

1. Plancher à corps creux

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction qui est celle de la résistance car les planchers supportent leur poids propre et les charges d'exploitations, servant à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux et celle d'isolation thermique et acoustique.

1.1. Types de poutrelles

Dans ce projet, il existe 4 types de solives (Figure 21).

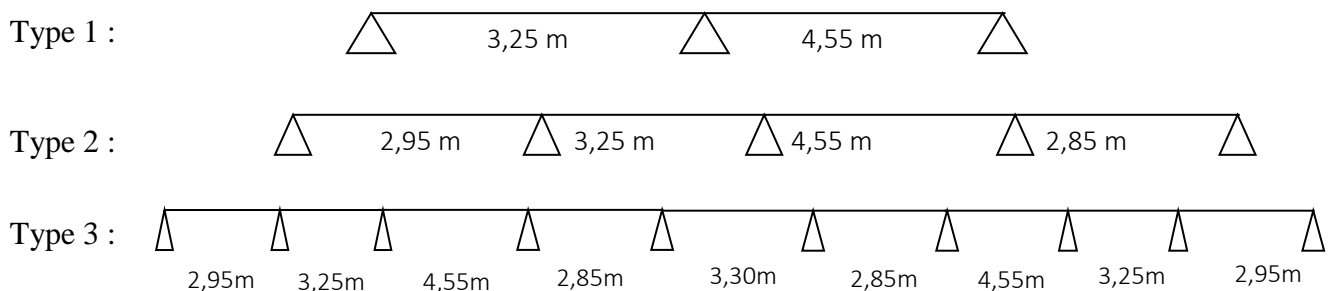


Figure III.1. Différents types de poutrelles

1.2. Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

Méthode forfaitaire, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifiées.

- a) $q \leq 2G; Q \leq 5 \text{ kN}$, charges localisées $\leq (2 \text{ kN}, 0,25.Q)$
- b) Le moment d’inertie est constant pour toutes les travées
- c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- d) La fissuration est considérée comme peu nuisible

Méthode de Caquot, on utilise cette méthode si l’une des conditions (a, b, c, et d) n’est pas vérifiée.

Méthode de Caquot minoré, si la condition « a » est vérifiée et une ou plus des autres conditions n’est pas vérifiée.

1.3.Application de la méthode de Caquot minoré

Dans notre projet, l’une des 4 conditions (a, b, c et d) n’est pas vérifiées et par conséquent la méthode forfaitaire est inapplicable et les résultats pour les 3 types de poutrelles pour le plancher étage courant, étage terrasse sont résumés dans le Tableau 13.

Le calcul est effectué à l'aide d'office Excel.

Tableau III.1. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle

Types de poutrelle Etage		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Etage courant	-7.91	-5.67	5.64	4.04	10.56	7.57
	Terrasse	-8.42	-6.11	6.00	4.35	11.24	8.16
2	Etage courant	-5.28	-3.78	5.39	3.86	9.34	6.69
	Terrasse	-5.62	-4.08	5.73	4.16	9.94	7.21
3	Etage courant	-5.39	-3.86	5.60	4.01	9.25	6.70
	Terrasse	-5.73	-4.16	5.96	4.32	9.96	7.23

1.4.Ferraillage de la poutrelle

Les moments les plus défavorable utilisés pour le ferraillage des solives sont regroupées dans le Tableau 14. La section de ferraillage de la solive est celle schématisée sur la Figure 22.

Tableau III.2. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrillage

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-8.42	6.00	11.24
ELS	-6.11	4.35	

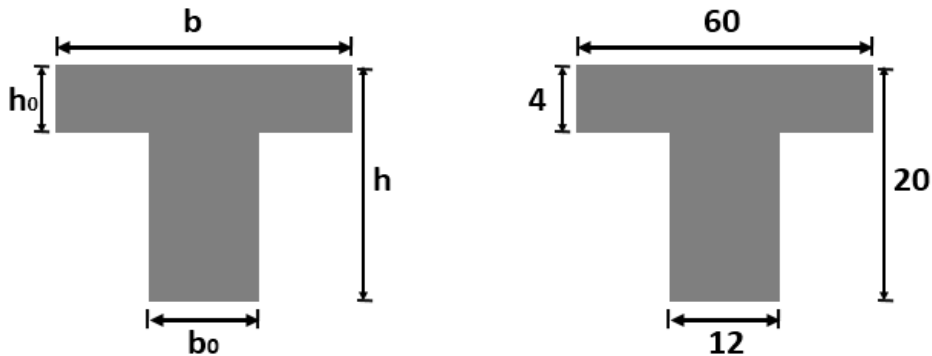
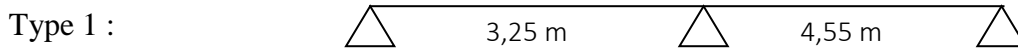


Figure III.2. Section transversale de ferrillage de la poutrelle

1.5.Exemple de calcul du moment d'une poutrelle type 1 par la méthode de Caquot minorée :



➤ Principe de la méthode : [CBA93/ B 6.2,221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projecteur de toute résolution de système d'équations linéaires.

- Moments en appuis :

$M_i = 0.2 M_0$ Appui de rive.

$M_i = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$ Appui intermédiaire.

Avec :

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

$l' = l$: pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire ;

l'_w et l'_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui ;

l : la portée réelle de la travée.

- Moments en travées :

$M(x) = M_0(x) + (1 - \frac{x}{l})M_w + \frac{x}{l}M_e$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée isostatique ;

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite de la travée ;

x : abscisse varie de 0 à l ;

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

- Efforts tranchants :

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X \right) + \frac{|M_w| - |M_e|}{l_i}$$

a. Moment fléchissant en appuis :

On a :

La charge ultime réduite et service réduite du plancher étage courant :

Charge permanent $G = 5,06$ KN/ml

Charge d'exploitation $Q = 1,5$ KN/ml

Donc :

La charge ultime réduite : $q_u^r = \left[1,35 \times \left(\frac{2}{3} \times 5,06 \right) + 1,5 \times 1,5 \right] \times 0,6 = 4,08$ KN/ml

La charge service réduite : $q_s^r = \left[\left(\frac{2}{3} \times 5,06 \right) + 1,5 \right] \times 0,6 = 2,92$ KN/ml

- Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{01} = q_u \times \frac{l_1^2}{8} = 4,08 \times \frac{(3,25)^2}{8} = 5,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = q_u \times \frac{l_2^2}{8} = 4,08 \times \frac{(4,55)^2}{8} = 10,56 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$M_{01} = q_{ser} \times \frac{l_1^2}{8} = 2,92 \times \frac{(3,25)^2}{8} = 3,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = q_{ser} \times \frac{l_2^2}{8} = 2,92 \times \frac{(4,55)^2}{8} = 7,56 \text{ KN.m}$$

- **Appuis de rives (1et3) :**

- Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{a1} = -0,2 \times M_{01} = -0,2 \times 5,39 = -1,078 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = -0,2 \times M_{03} = -0,2 \times 10,56 = -2,112 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$M_{a1} = -0,2 \times M_{01} = -0,2 \times 3,86 = -0,772 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = -0,2 \times M_{03} = -0,2 \times 7,56 = -1,512 \text{ KN.m}$$

- **Appui intermédiaire (2) :**

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{a2} = - \frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w' + l_e')} = - \frac{4,08 \times 3,25^3 + 4,08 \times 4,55^3}{8,5 \times (3,25 + 4,55)} = -7,91 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{a2} = - \frac{q_{ser}^r \times l_w^3 + q_{ser}^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w' + l_e')} = - \frac{2,92 \times 3,25^3 + 2,92 \times 4,55^3}{8,5 \times (3,25 + 4,55)} = -5,66 \text{ KN.m}$$

Les moments fléchissant maximum pour les autres travées sont calculés de la même manière.

- **Calcul de l'effort tranchant :**

Travée de rive (2-3) :

$$T_e = q \frac{1}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = 4,08 \times \frac{4,55}{2} - \frac{(-2,112 + 7,91)}{4,55} = 8,01 \text{ KN}$$

$$T_w = q \frac{1}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = 4,08 \times \frac{4,55}{2} + \frac{(-2,112 + 7,91)}{4,55} = 10,56 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants maximum pour les autres travées sont calculés de la même manière.

- **Calcul de l'abscisse de M_t maximum (X_0) :**

$$X = \frac{1}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql} = \frac{3,25}{2} - \frac{(-1,078 - 7,91)}{4,08 \times 3,25} = 2,34 \text{ m}$$

- **b) Moment fléchissant en travées :**

Travée de rive (2-3) :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$\begin{aligned} M(X_0) &= \left(\frac{q_u \times l_i}{2} X_0 - \frac{q_u \times X_0^2}{2} \right) + M_e \times \left(\frac{X_0}{l_i} \right) + M_w \times \left(1 - \frac{X_0}{l_i} \right) \\ &= \left(\frac{4,08 \times 4,55}{2} \times 2,34 - \frac{4,08 \times 2,34^2}{2} \right) - 2,112 \times \left(\frac{2,34}{4,55} \right) - 7,91 \times \left(1 - \frac{2,34}{4,55} \right) = 5,63 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$\begin{aligned} M(X_0) &= \left(\frac{q_{ser} \times l_i}{2} X_0 - \frac{q_{ser} \times X_0^2}{2} \right) + M_e \times \left(\frac{X_0}{l_i} \right) + M_w \times \left(1 - \frac{X_0}{l_i} \right) \\ &= \left(\frac{2,92 \times 4,55}{2} \times 2,34 - \frac{2,92 \times 2,34^2}{2} \right) - 1,512 \times \left(\frac{2,34}{4,55} \right) - 5,66 \times \left(1 - \frac{2,34}{4,55} \right) = 4,03 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Les moments fléchissant maximum pour les autres travées sont calculés de la même manière.

Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle type 1 en travée :

Etat limite ultime (ELU) : $M_{t_{max}}^u = 6,00 \text{ kN.m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 54,528 \text{ kN.m}$$

Avec

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_t^u \text{ max} = 6,00 \text{ kN.m} < M_T = 54,528 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ (Figure 23).

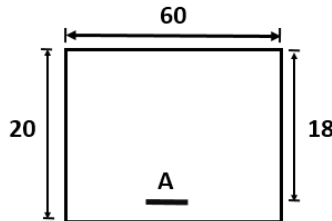


Figure III.3. Section de ferrailage

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_t^u \text{ max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6000}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0217$$

$$\mu = 0,0217 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0274$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_t^u \text{ max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6000}{348 \times 0,988 \times 18} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL 91] :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 0,97 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T12 \rightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) : $M_t^s \text{ max} = 4,34 \text{ kN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' \nexists

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{6,00}{4,34} = 1,38$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,027 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle type 1 en appui :

Etat limite ultime (ELU) : $M_{a\max}^u = 8,42 \text{ kN.m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ (Figure 23).

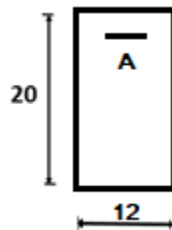


Figure III.4. Section de ferrailage

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{8420}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

Condition de non fragilité : [BAEL 91] :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,35 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$1T14 \rightarrow A_t = 1,54 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) : $M_{t\max}^s = 6,11 \text{ kN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,019 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{max}^u = 11.24 \text{ kN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_{max}^u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$T_{max}^u = 11.24 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 25 = 129,762 \text{ kN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] \text{ On a: } M_a^u = -8,42 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[11240 + \frac{-8420}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,31 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL 91].}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b_0 \times d \times 100} = \frac{11240}{12 \times 18 \times 100} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc, les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

Diamètre des armatures transversales [BAEL 91] :

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \text{ min}} \right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{Telque : } \begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm [BAE 91]}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12 \times \sin 90} = 27,90 \text{ cm [BAE 91]}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2}) = 16,20 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau 15 suivant :

Tableau III.3. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En travée	3 HA12	2 Ø 6
En appuis	1 HA14	2 Ø 6

1.6 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations et le ferrailage sera effectué en treillis soudé et les conditions suivantes doivent être respectées :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \text{ (} L_n \text{ en cm)}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} \text{ (} L_n \text{ en cm)}$$

Avec :

L_n : distance entre axe des poutrelles ($L_n=60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Fe= 520 MPa

Armature perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$5\Phi 6 \rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armature parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,70 \text{ cm}^2$$

$$5\Phi 6 \Rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacées de 20 cm dans les deux sens (Figure 25).

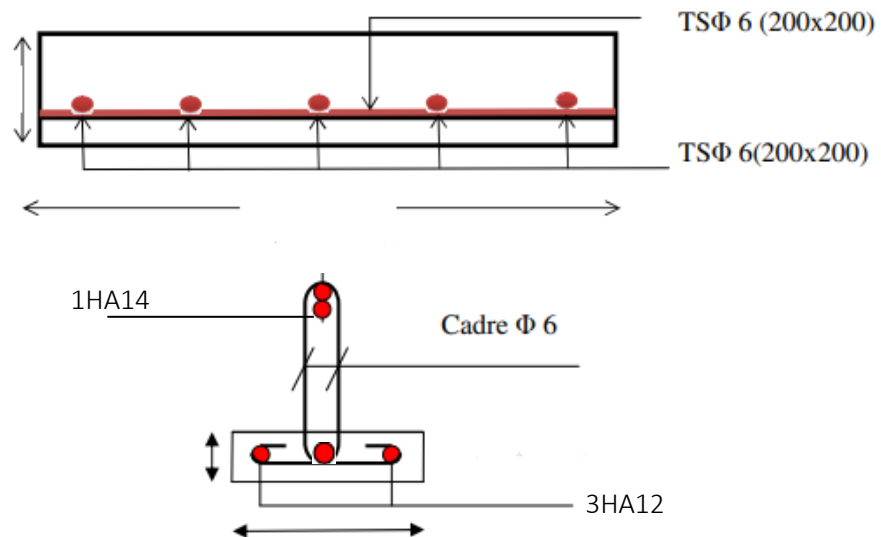


Figure III.5. Ferrailage de la poutrelle

2. La dalle pleine

2.1. Principe de calcul

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions. et le calcul se fait en flexion simple. Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.
- Considérons 2 bandes :
 - Une bande suivant le sens x de longueur l_x de largeur 1 m.
 - Une bande suivant le sens y de longueur l_y de largeur 1 m.

2.2. Calcul du ferrailage

L'épaisseur des panneaux : $e = 16\text{cm}$.

Le rapport : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{455}{515} = 0.9$

$0.4 < \alpha = 0.9 < 1 \rightarrow$ Donc la dalle travaille dans deux sens.

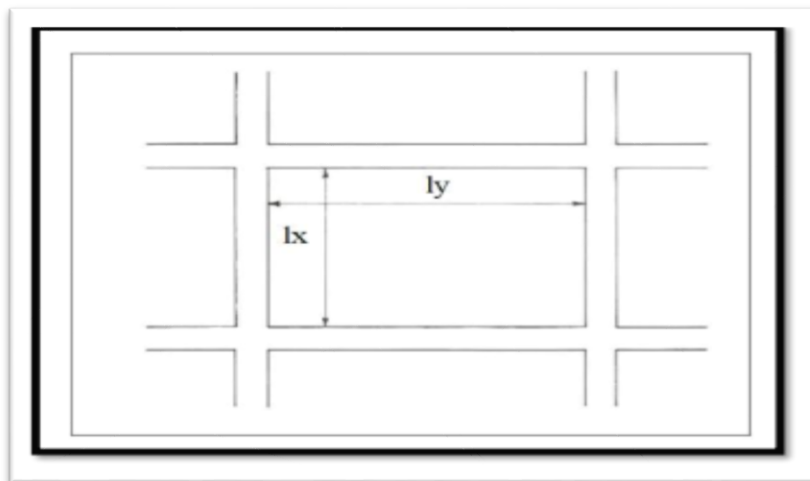


Figure III.6. Dimensions d'un panneau de dalle.

2.3. Diamètre des armatures

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. D'après l'article A.7.2 .2 BAEL91. (C.B.A 93) on a :

$h_d = 16\text{ cm}$.

$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{16}{10} = 1.6 \rightarrow$ Donc on prend $\varnothing = 12\text{ mm}$.

a) Calcul de l'enrobage

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

$$\begin{cases} a = 1 \text{ cm} \\ C_x = \left(a + \frac{\emptyset}{2}\right) \rightarrow C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) = 15 \text{ mm} \\ C_x = \left(a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2}\right) \rightarrow C_x = \left(10 + 10 + \frac{10}{2}\right) = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

b) Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1.5 = 14.5 \text{ cm.}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2.5 = 13.5 \text{ cm.}$$

2.4. Évaluation des charges et combinaisons fondamentales

$$G = 610 \text{ daN} \rightarrow \text{ELU} : 1.35.G + 1.5Q = 1348.5 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ daN} \rightarrow \text{ELS} : G + Q = 960 \text{ daN/m}^2$$

- Pour une bonde de 1m

$$\text{ELU} \times 1 = 1348.5 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS} \times 1 = 960 \text{ daN/ml}$$

- Calcul des sollicitations

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \rightarrow \text{La direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{La direction } l_y$$

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f\left\{\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \nu\right\}$$

- Et Coefficient de poisson : $\begin{cases} \nu = 0 \text{ pour le beton fissure ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ pour le beton fissure ELS} \end{cases}$

2.5. Calcul des moments fléchissant

❖ ELU

$$l_x = 4.55 \text{ m} ; l_y = 5.15 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.44}{5.15} = 0.9 > 0.4$$

✓ Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0456 \times 1348.5 \times 4.55^2 \times 10$$

$$M_x^u = 12730.30 \text{ N.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x = 0.7834 \times 12730.30$$

$$M_y^u = 9972.92 \text{ N.m}$$

➤ **En travée**

Travée intermédiaires :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x^u = 0.75 \times 12730.30 = 9547.725 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y^u = 0.75 \times 9972.92 = 7479.69 \text{ N.m}$$

Travée de rive :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x^u = 0.85 \times 12730.30 = 10820.755 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y^u = 0.85 \times 9972.92 = 8476.982 \text{ N.m}$$

➤ **En appui**

Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 12730.30 = -6365.15 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 9972.92 = -4986.46 \text{ N.m}$$

Appuis de rive

$$M_{aix} = -0.3 \times M_x^u = -0.3 \times 12730.30 = -3819.09 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0.3 \times M_y^u = -0.3 \times 9972.92 = -2991.876 \text{ N.m}$$

❖ **ELS**

$$l_x = 4.55 \text{ m}; \quad l_y = 5.15 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{455}{515} = 0.9 > 0.4$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0.0528 \times 960 \times 4.55^2 \times 10$$

$$M_x^s = 10493.68 \text{ N.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \cdot M_x = 0.8502 \times 10493.68$$

$$M_y^s = 8921.73 \text{ N.m}$$

➤ **En travée**

Travée intermédiaires :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x^s = 0.75 \times 10493.68 = 7870.26 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y^s = 0.75 \times 8921.73 = 6691.30 \text{ N.m}$$

Travée de rive :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x^s = 0.85 \times 10493.68 = 8919.63 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y^s = 0.85 \times 8921.73 = 2483.47 \text{ N.m}$$

➤ **En appui**

Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 10493.68 = -5246.84 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 8921.73 = -4460.87 \text{ N.m}$$

Appuis de rive

$$M_{aix} = -0.3 \times M_x^s = -0.3 \times 10493.68 = -3148.104 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0.3 \times M_y^s = -0.3 \times 8921.73 = -2676.52 \text{ N.m}$$

Travée / appui	Rive/intermédiaire	Sens	ELU	ELS
Moment en appui	Rive= -0.3M	X-X	-3819.09	-3148.104
		Y-Y	-2991.876	-2676.52
	Inter=-0.5M	X-X	-6365.15	-5246.84
		Y-Y	-4986.46	-4460.87
Moment en travée	Rive=0.85M	X-X	10820.755	8919.63
		Y-Y	8476.982	2483.47
	Inter=0.75M	X-X	9547.725	7870.26
		Y-Y	7479.69	6691.30

2.6. Calcul de ferrailage

a. Sens X-X

❖ **ELU :**

$$M_{tx}^u = 10820.755 \text{ N.m}$$

1) **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{10820.755}{100 \times 14.5^2 \times 14.17} = 0.036 < 0.392(\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.041)} \right)$$

$$\alpha = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.046$$

$$\beta = 0.982$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10820.755}{348 \times 14.5 \times 0.982}$$

$$A_{tx}^u = 2.21 \text{ cm}^2$$

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_t^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 2.46 \text{ cm}^2$$

- choix des armatures :

$$A = 6T10/ml = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ (e = 15 cm)}$$

3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

❖ ELS

$$M_{tx}^s = 8919.63 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans armatures comprimée.
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{10820.755}{8919.63} = 1.21$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.21 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335 > 0.048$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

➤ En appui :

❖ ELU

$$M_{ax}^u = 6365.15 \text{ N.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{6365.15}{100 \times 14.5^2 \times 14.17} = 0.021 < 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.027)} \right)$$

$$\alpha = 0.026$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.026$$

$$\beta = 0.989$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6365.15}{348 \times 14.5 \times 0.989}$$

$$A_{ax}^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_a^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_a^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

• Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}(e = 15 \text{ cm})$$

❖ ELS

$$M_{ax}^s = 5246.84 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{6365.15}{5246.84} = 1.21$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.21 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335 > 0.032$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

b. Sens-Y-Y

➤ En travée :

❖ ELU

$$M_{ty}^u = 8476.982 \text{ N.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{8476.982}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.032 < 0.392(\text{acierFeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}\right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.032)}\right)$$

$$\alpha = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.041$$

$$\beta = 0.984$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8476.982}{348 \times 13.5 \times 0.984}$$

$$A_{ty}^u = 1.83 \text{ cm}^2$$

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1.83 \text{ cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

4) Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} (e = 20 \text{ cm})$$

❖ ELS

$$M_{ty}^s = 6691.30 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans armatures de compression
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{8476.982}{6691.30} = 1,27$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.385 > 0.050$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ En appui :

❖ ELU

$$M_{ay}^u = 4986.46 \text{ N.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{4986.46}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.019 < 0.392(\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}\right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.019)}\right)$$

$$\alpha = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.024$$

$$\beta = 0.990$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4986.466}{348 \times 13.5 \times 0.990}$$

$$A_{ay}^u = 1.07 \text{ cm}^2$$

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay}^u = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_{ay}^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

4) Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} (e = 15 \text{ cm})$$

❖ ELS

$$M_{ay}^s = 4460.87 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans armatures de compression
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{4986.46}{4460.87} = 1.12$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.310 > 0.029$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

2.7. Vérification**2.7.1 Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_{\max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u)$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{1348.5 \times 4.55}{2} \times \frac{5.15^4}{5.15^4 \times 4.55^4}$$

$$T_x^u = 7,16 \text{ daN.}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{1348.5 \times 5.15}{2} \times \frac{5.15^4}{5.15^4 \times 4.55^4}$$

$$T_y^u = 8.10 \text{ daN.}$$

$$T_{\max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u) = \text{Max}(7,16 ; 8,10)$$

$$T_{\max} = 8,10 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{8.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.145} = 0.058 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage. Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

2.7.2 Vérification de la flèche

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{tx}}{M_x}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{tx}}{M_x} \Rightarrow \frac{16}{455} = 0.035 < \frac{1}{20} \times \frac{10820,755}{12730,30} = 0.0425 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 13,5} = 0,00348 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée ; donc. Le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{537}$$

j = G – poids des murs 1m

$$j = 610 - 100 = 510 \text{ daN/m}$$

$$G = g \times 1 \text{ m} = 610 \text{ daN/ml}$$

$$p = G + Q = 610 + 350 = 960 \text{ daN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 960 \text{ daN/ml}$$

- Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$M_g = 0.75 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0456 \times 610 \times 4.55^2$$

$$M_g = 431,89 \text{ daN. m}$$

$$M_j = 0.75 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0628 \times 510 \times 4.55^2$$

$$M_j = 361,09 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0.75 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0628 \times 960 \times 4.55^2$$

$$M_p = 679,70 \text{ daN.m}$$

- **Module de déformation longitudinale**

$$E_i = 11000^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

- **Calcul du moment d'inertie I_0 :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 4.71 \times 14.5)}{(100 \times 16) + (4.71 \times 15)} = 8.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.27 = 7.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b \times V_2^3}{3} + \eta \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8,27^3}{3} + \frac{100 \times 7,73^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (8 - 2)^2$$

$$I_0 = 34317,89 \text{ cm}^4$$

- **Pourcentage des armatures**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 14,5} = 0.00325$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0,325$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{4318,9}{4,71 \times 0.984 \times 14.5} = 69,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{6797,0}{4,71 \times 0.984 \times 14.5} = 109,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{3610,9}{4,71 \times 0.984 \times 14.5} = 58,04 \text{ MPa}$$

- **Calcul de μ_g ; μ_j et μ_p**

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00325 \times 69,42 + 2.1} \right]$$

$$\mu_g = -0.22$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00325 \times 109,25 + 2.1} \right]$$

$$\mu_p = -0.04$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00325 \times 58,04 + 2.1} \right]$$

$$\mu_j = -0.29$$

• **Calcul des moments d'inertie fictifs**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{c28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.00325}$$

$$\lambda_i = 6.47$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 6.47 = 2.59$$

▪ **Pour la charge (g)**

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 34317,89}{1 + 6.47 \times 0.22}$$

$$I_{fg}^i = 15577,16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 34317,89}{1 + 2.59 \times 0.22}$$

$$I_{fg}^v = 24047,45 \text{ cm}^4$$

▪ **Pour la charge (j)**

$$I_{fj}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 34317,89}{1 + 6.47 \times 0.29}$$

$$I_{fj}^i = 13124,39 \text{ cm}^4$$

▪ **Pour la charge (p)**

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 34317,89}{1 + 6.47 \times 0.04}$$

$$I_{fp}^i = 29988,62 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des flèches partielles**

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4318,9 \times 515^2}{10 \times 32164,20 \times 15577,16} = 0.22$$

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4318,9 \times 515^2}{10 \times 10818,87 \times 24047,45} = 0.44 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{3610,9 \times 515^2}{10 \times 32164,20 \times 13124,39} = 0,23 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = hj \frac{6797,0 \times 515^2}{10 \times 32164,20 \times 29988,62} = 0,19 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{537}$$

$$\Delta_{ft} = (0,44 - 0,23) + (0,19 - 0,22) \leq \Delta_{ft} = \frac{455}{515}$$

$\Delta_{ft} = 0,18 \text{ cm} < \Delta_{ft} = 0,88 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

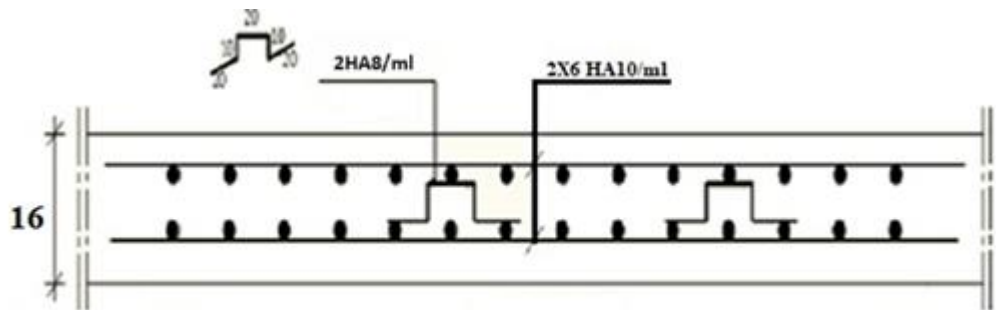


Figure III.7. Ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre IV :Etude des éléments secondaires

1. Escalier

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

1.1. Combinaisons de charges

Les charges du palier et de la paillasse ont été calculée en chapitre 2, ce qui permet de déterminer les combinaisons de charges selon le BAEL 91.

ELU :

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 4,82 + 1,5 \cdot 2,5 = 10,257 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 6,99 + 1,5 \cdot 2,5 = 13,19 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{\text{palier}} = 4,82 + 2,5 = 7,32 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 6,99 + 2,5 = 9,49 \text{ kN/m}$$

1.2. Calcul des sollicitations des escaliers

1.2.1. Etude et ferrailage de l'escalier du sous-sol -RDC- /E. Courant :



Figure IV.2. Dimensions de l'escalier du sous-sol /E. Courant.

Epaisseur de la paillasse et du palier : $e_0 = 12 \text{ cm}$ (pré dimensionnée au chapitre 2)

Longueur de la paillasse du volée 1 et 3 (L_1 paillasse) :

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(210^2 + 135^2)} = 259,82 \text{ cm}$$

Longueur de la paillasse du volée 2 (L_2 paillasse) :

$$L_1 \text{ paillasse} = \sqrt{(30^2 + 17^2)} = 34,48 \text{ cm}$$



Figure IV.3. Schéma statique de l'escalier du sous-sol – E. courant

Pour les appuis simples, les escaliers sont partiellement encastrés et par conséquent le moment en appui n'est pas nul mais il est pris à 30% du moment maximal calculé. Le calcul est réalisé en utilisant RDM6 en ELU et en ELS (Figure 34 et 35).

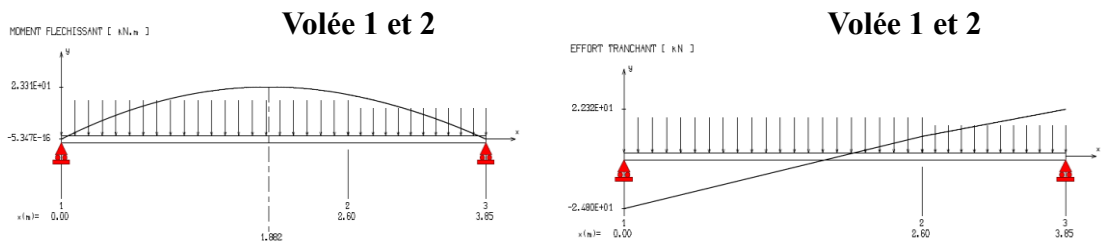


Figure IV.4. Diagrammes de M et T de l'escalier du sous-sol en ELU

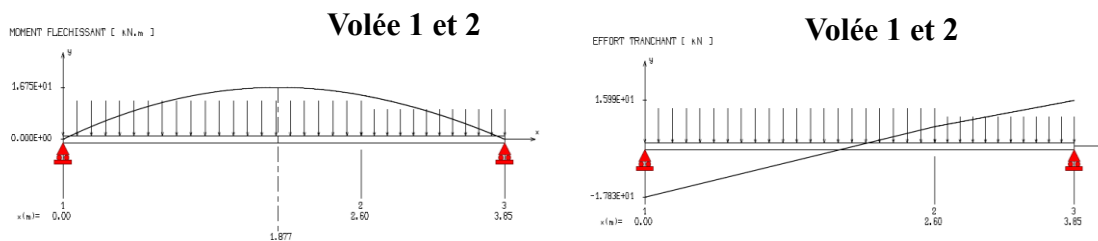
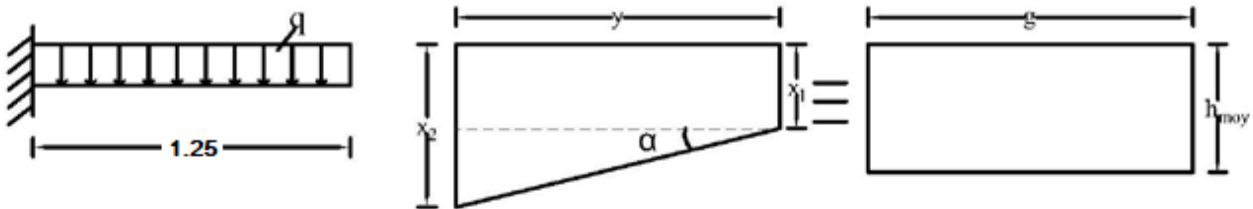


Figure IV.5. Diagrammes de M et T de l'escalier du sous-sol en ELS

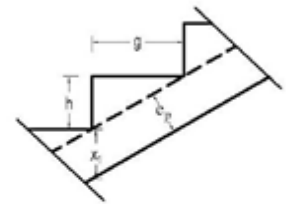
1.3. Marche porteuse



$$x_1 = \frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{6}{0,87} \implies x_1 = 6,90 \text{ cm}$$

$$x_2 = x_1 + h = 6,90 + 17 \implies x_2 = 23,90 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = \frac{x_1 + x_2}{2} = \frac{6,90 + 23,90}{2} \implies h_{moy} = 15,40 \text{ cm}$$

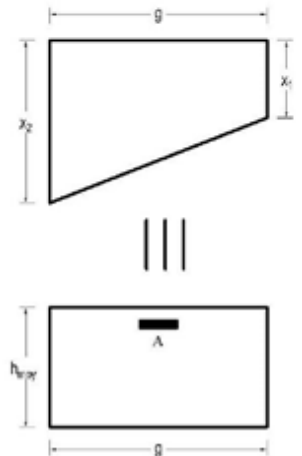


Décente de charges :

a- Charges permanentes : (Escalier à pailasse porteuse e=14cm)

- Revêtement horizontale $\longrightarrow 104 \cdot g = 31,12 \text{ daN/ml}$
- Revêtement vertical $\longrightarrow 104 \cdot h = 17,68 \text{ daN/ml}$
- Poids propre de la marche $\longrightarrow 2500 \cdot h_{moy} \cdot g = 115,5 \text{ daN/ml}$
- Enduit au ciment $\xrightarrow{e=1,5\text{cm}} 18 \cdot \frac{e}{\cos \alpha} \cdot \frac{g}{\cos \alpha} = 10,87 \text{ daN/m}^2$

$$G_V = \Sigma = 175,25 \text{ daN/ml}$$



b- Surcharge d'exploitation :

$$Q = P \cdot g = 250 \cdot 0,3 \implies Q = 75 \text{ daN/ml}$$

Combinaisons fondamentales pour une bande de 1m de largeur :

ELU :

$$Q_m^u = (1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v) \times 1,00\text{m} = (1,35 \times 175,25 + 1,5 \times 75) \times 1\text{m}$$

$$Q_m^u = 349,09 \text{ daN/ml}$$

$$M_m^u = -Q_m^u \times \frac{l^2}{2} = -349,09 \times \frac{1,25^2}{2}$$

$$M_m^u = -272,73 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$Q_m^{ser} = (G_v + Q_v) \times 1,00\text{m} = (175,25 + 75) \times 1\text{m}$$

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

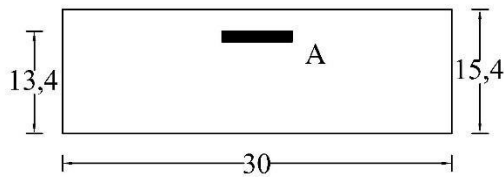
$$Q_m^{ser} = 250,25 \text{ daN/ml}$$

$$M_m^{ser} = -Q_m^{ser} \times \frac{l^2}{2} = -250,25 \times \frac{1,25^2}{2}$$

$$M_m^{ser} = -195,51 \text{ daN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Section de calcul :



Etat limite ultime :

On a : $M_u = -272,73 \text{ daN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_u^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2727,3}{11,33 \times 100 \times 13,4^2} = 0,0134$$

$$\mu = 0,0217 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_u^{max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2727,3}{348 \times 0,994 \times 13,4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL 91] :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 13,4 \times \frac{1,8}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$2T8 \rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e = 20\text{cm})$$

Etat limite de service :

$$M_{ser} = -195,51 \text{ daN.m}$$

Vérification des contraintes :

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \cdot 1,01}{100} = 0,15 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \cdot 0,15 \cdot 13,4 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,15 + \sqrt{0,15^2 + 4,02} = 1,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A(d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot 1,86^3}{3} + 15 \cdot 1,01(13,4 - 1,86)^2 = 2232,04 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_m^{ser}}{I} = \frac{2125,80}{2232,04} = 0,95 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = K.y_1 = 0,95 \cdot 1,86 = 1,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_1) = 15 \cdot 0,95(13,4 - 1,86) = 164,44 \text{ MPa}$$

Contraintes admissibles :

$$\sigma_{b adm} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s adm} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 1,8}\right) \Rightarrow \sigma_{s adm} = 187 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b = 1,76 \text{ MPa} < \sigma_{b adm} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 164,44 \text{ MPa} < \sigma_{s adm} = 187 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées a ELU seront maintenue a ELS

Les moments maximaux en appui et en travée et l'effort tranchant maximal sont résumés dans le Tableau 22 pour ELU et dans le Tableau 23 pour l'ELS.

Tableau IV.6. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier en ELU

	T_{max} [kN]	M_{max} (appui) [kN.m]	M_{max} (travée) [kN.m]
Volée 1 et 2	24,18	-16,99	10,12

Tableau IV.7. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier du sous-sol en ELS

	T_{max} [kN]	M_{max} (appui) [kN.m]	M_{max} (travée) [kN.m]
Volée 1 et 2	20,25	-16,39	9,70

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

Volée 1 :

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10120}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 14.2} = 0,061 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,061}) = 0,079$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,079 = 0,968$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10120}{0,968 \cdot 10.8 \cdot 348} = 2,782 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10.8 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(2,782; 1,304) \text{ cm}^2 = 2,782 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4 HA12 = 4,52 cm²

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[36 ; 33]\text{cm} = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Choix : 4 HA10 = 3.14 cm²

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[36 ; 45]\text{cm} = 36 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification ELS

$$M_u = 10120 \text{ N.m}$$

$$M_s = 9700 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{10120}{9700} = 1,04 \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,184 < 0,27 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \text{ et } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,12^3}{12} = 0,000144 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 10120 \text{ N.m}$$

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{10120 \cdot 3.85^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,00963 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{385}{500} = 0,77 \text{ cm}$$

$f = 0,00963 \text{ cm} < \bar{f} = 0,77 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

En appui

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{16990}{100 \cdot 10,8^2 \cdot 14,2} = 0,103 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,136; \beta = 0,946$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{16990}{0,946 \cdot 10,8 \cdot 348} = 4,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(4,79; 1,304) \text{ cm}^2 = 4,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4 HA14 = 6,16 cm²

$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,79}{4} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA10 = 3.14 cm²

Vérification ELS

$$M_u = 16990 \text{ N.m}$$

$$M_s = 16390 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{16990}{16390} = 1,04 \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\alpha = 0,184 < 0,27 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{16990 \cdot 3,85^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,016 \text{ cm}$$

$f = 0,016 \text{ cm} < \bar{f} = 0,77 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes : $\bar{\tau}_u = \left(\min 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,15 \cdot \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$

$$T_u = 24,18 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{24180}{1000 \cdot 108} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

Le calcul du volée 2 se fait de la même manière et les résultats du ferrailage de l'escalier sont résumés dans le Tableau 24.

Tableau IV.8. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers

Niveau du Sous-sol		Armatures Longitudinale (cm ²)	Armatures de répartition (cm ²)	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée 1	En appui	4 HA14 (6,16 cm ²)	4 HA10 (3,14 cm ²)	Condition vérifiée	Condition vérifié
	En travée	4 HA12 (4,52 cm ²)	4 HA10 (3,14 cm ²)		
Volée 2	En appui	4 HA10 (3,14 cm ²)	4 HA10 (3,14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
	En travée	4 HA10 (3,14 cm ²)	4 HA10 (3,14 cm ²)		

Les croquis du ferrailage sont schématisés sur les Figures 36, 37 et 38.

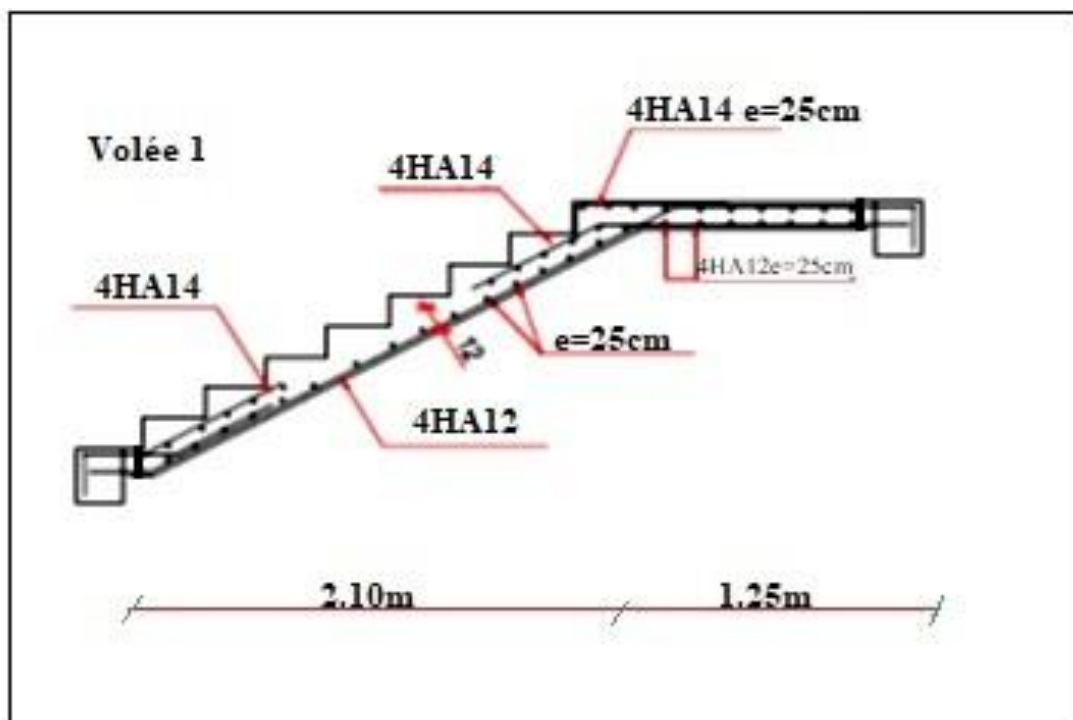


Figure IV.6. Ferrailage du volée 1 de l'escalier

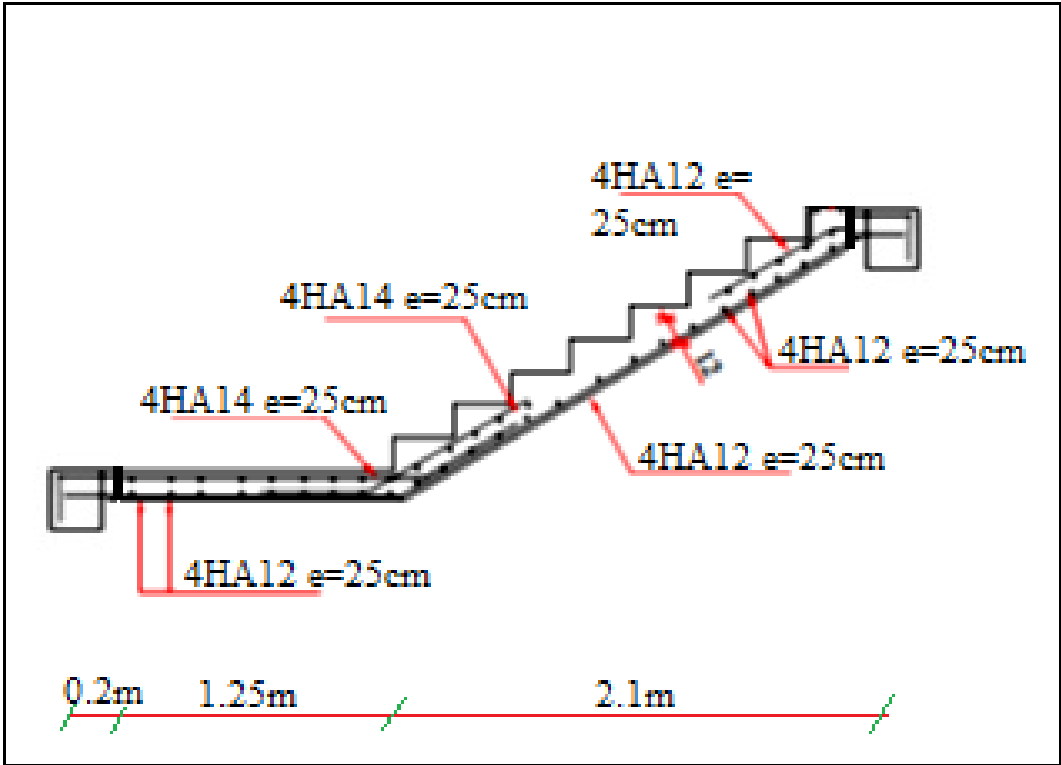


Figure IV.7. Ferrailage du volée 2 de l'escalier

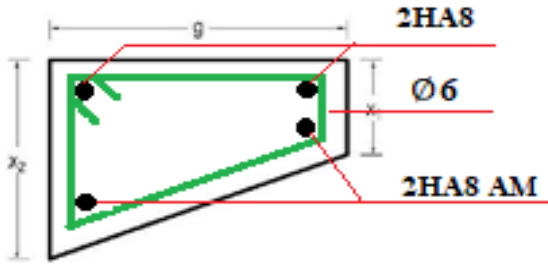


Figure IV.8. Ferrailage de la marche porteuse

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

2. étude de la poutre palière :

Prédimensionnement :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

Critère de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre

b : Largeur de la poutre.

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On prendra : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$0,25 \geq 1,667 \geq 4$$

Toutes les conditions sont vérifiées

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

Calcul des charges :

Calcul du poids propre G de la poutre :

$$G = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$G = 0,3 \times 0,3 \times 2500 = 375 \text{ daN/ml}$$

La réaction de la volée et du palier :

$$R_b = 2507 \text{ daN}$$

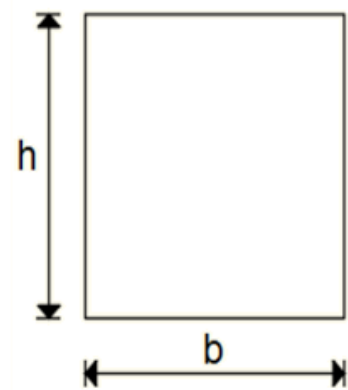


Figure IV.9. Section transversale d'une poutre.

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

Combinaison fondamentales :

E.L.U :

$$Q_u = G + R_b$$

$$Q_u = 375 \times 1,35 + 2507 = 3013.25 \text{ daN/ml}$$

E.L.S :

$$Q_{ser} = G + R_b \text{ service}$$

$$Q_{ser} = 375 + 2025 = 2400 \text{ daN/ml}$$

Schéma statique :

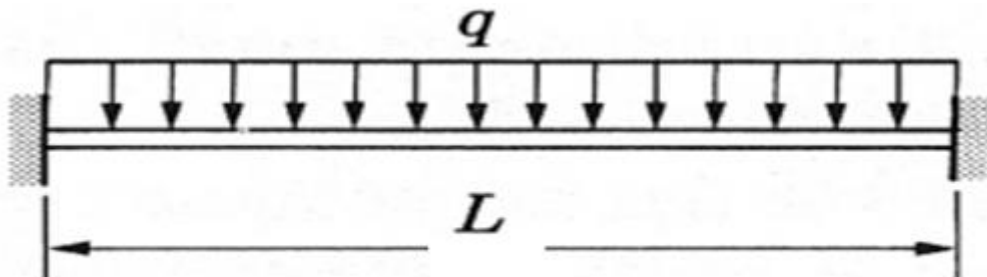


Figure IV.10: Schéma statique de la poutre palier

Calcul du moment fléchissant en travée a L'ELU :

$$M_t^u = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{3013.25 \times 3^2}{24} = 1129,95 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment fléchissant en appuis a L'ELU :

$$M_a^u = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{3013.25 \times 3}{12} = 2259,9 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment fléchissant en travée a L'ELS :

$$M_t^s = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{2400 \times 3^2}{24} = 900 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment fléchissant en appuis a L'ELS :

$$M_a^s = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{2400 \times 3^2}{12} = 1800 \text{ daN.m}$$

Tableau IV.9. Les moments en travée et en appuis

	ELU	ELS
M travée (daN.m)	1129,95	900
M appuis (daN.m)	2559,9	1800

1.4. Calcul du ferrailage

En travées :

$$\mu = \frac{11299,5}{14,2 \times 30 \times 27^2} = 0,013 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400) alors } \lambda \text{ n'existe pas}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,994$$

$$A = \frac{11299,5}{348 \times 0,994 \times 27} = 0,726 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Vérification E.L.S :

$$M_{ser} = 2559,9 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1129,95}{900} = 1,26$$

$$\frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38 > \alpha = 0,016$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

Calcul du ferrailage :

En appuis :

$$\mu = \frac{22599}{14,2 \times 30 \times 27^2} = 0,026 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400) alors } \lambda \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0329$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,987$$

$$A = \frac{22599}{348 \times 0,987 \times 27} = 1,46 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Vérification E.L.S :

$$M_{ser} = 1800 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{22599}{18000} = 1,26$$

$$\frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38 > \alpha = 0,092$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

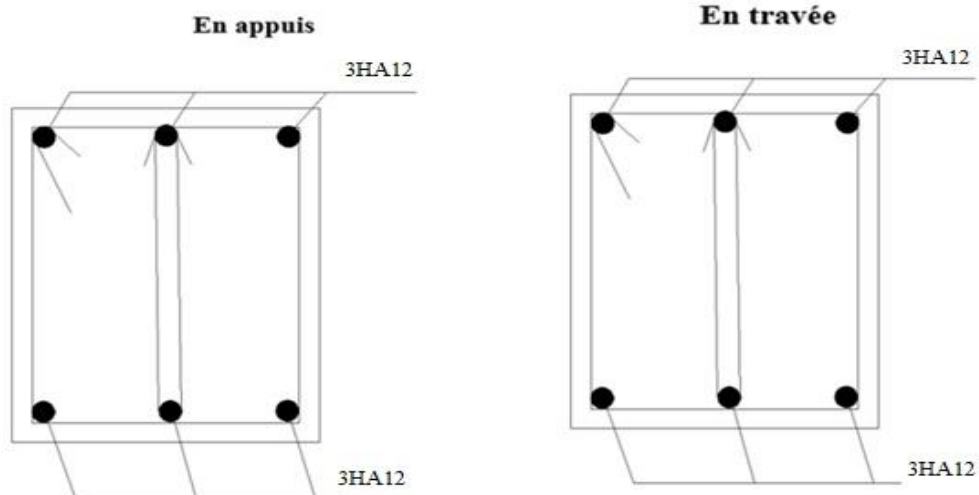


Figure IV.11. dessin de ferrailage de la poutre du palier

2. Les balcons

2.1. Introduction

Le bâtiment est équipé de balcons composés de dalles pleines d'une épaisseur de 16 cm. Ces dalles sont de type console, ce qui signifie qu'elles sont intégrées et encastées au niveau du plancher.

Détermination des efforts

Charges permanentes : $G_1 = 5,57 \text{ kN/m}^2$

Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Charges des garde-corps en maçonnerie : $G_2 = 1 \text{ kN/m}^2$

Les schémas statiques du balcon en ELU et en ELS sont illustrés dans la Figure 27 et le calcul des sollicitations est regroupé dans le Tableau 19.

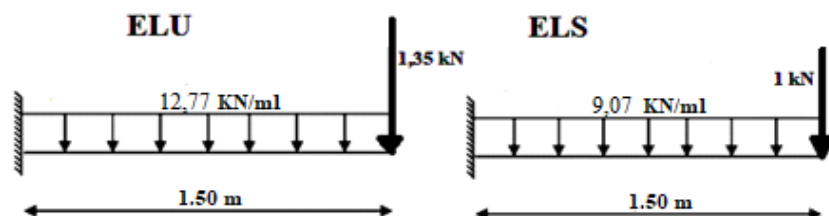


Figure IV.12. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

Le calcul est réalisé en utilisant RDM6 en ELU et en ELS

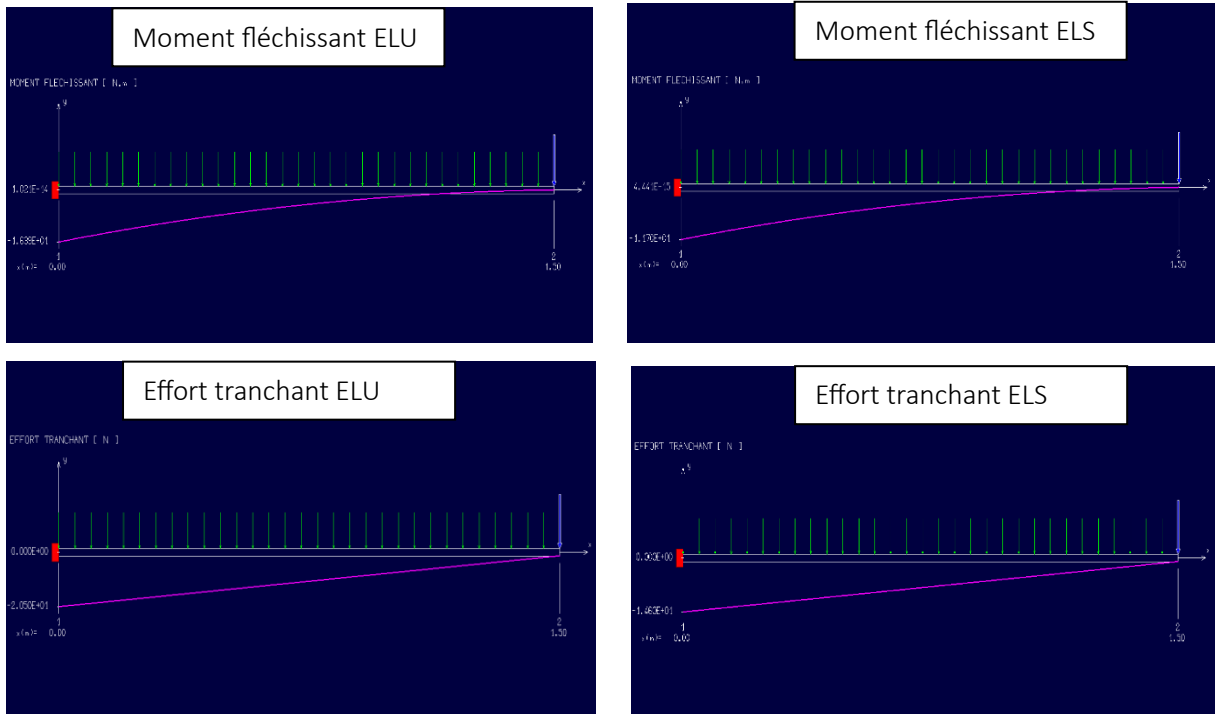


Tableau IV.10. Eléments de réduction (M,T) du balcon

	Moments en appuis [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-16,39	-20,50
ELS	-11,70	-14,61

Calcul du ferrailage :

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

$$M_u = -1639 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{16390}{14.2 \times 100 \times 14.4^2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_{AB} = 0.354 \Rightarrow \text{A' N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

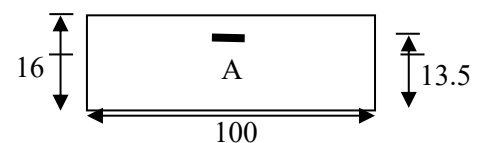


Figure IV.13. Section de calcul

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9692$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16390}{348 \times 0.9692 \times 14.4} = 3.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_a, A_{min}) \dots\dots A_a = 3.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -1170 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{16390}{11700} = 1.4$$

$$\frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > \alpha = 0.077 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array}$$

Armatures de répartition :

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

Choix des armatures :

$$4\text{T}10 / \text{ml} \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

2.2. Calcul des armatures transversales

$$T_u^{\max} = 2050 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{20500}{(100 \times 14,4) \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de béton

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

3.3. Calcul de la flèche

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \rightarrow \frac{16}{100} > \frac{1}{20} \rightarrow 0,16 > 0,05 \text{ C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 14,4} = 0,00314 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

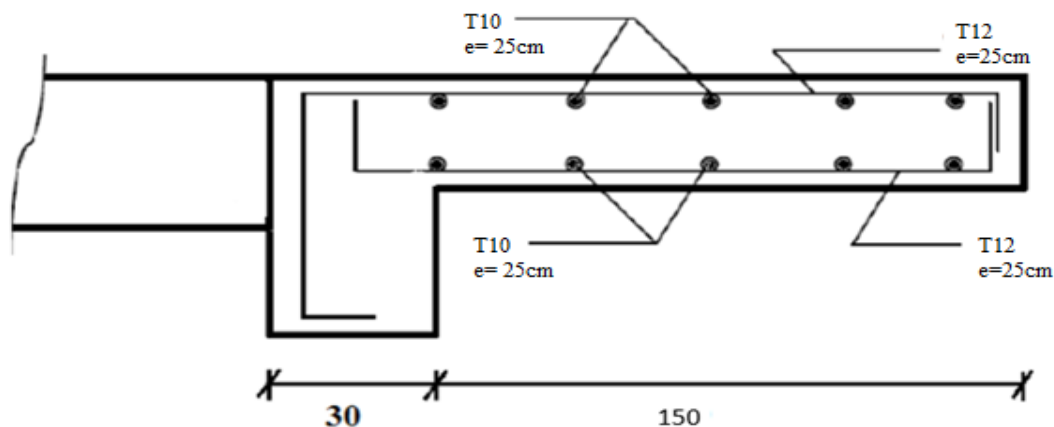


Figure IV.14 : ferrailage balcon extérieure

Etude de l'acrotère

3.1. Introduction

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment. Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher soumise à son poids (W_p) et une charge horizontale dû à la main courante (F_p).

➤ Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement des eaux pluviales sur la façade ;
- Donne un aspect esthétique
- Protection des personnes.

Pour une terrasse inaccessible ; On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure ci-dessous

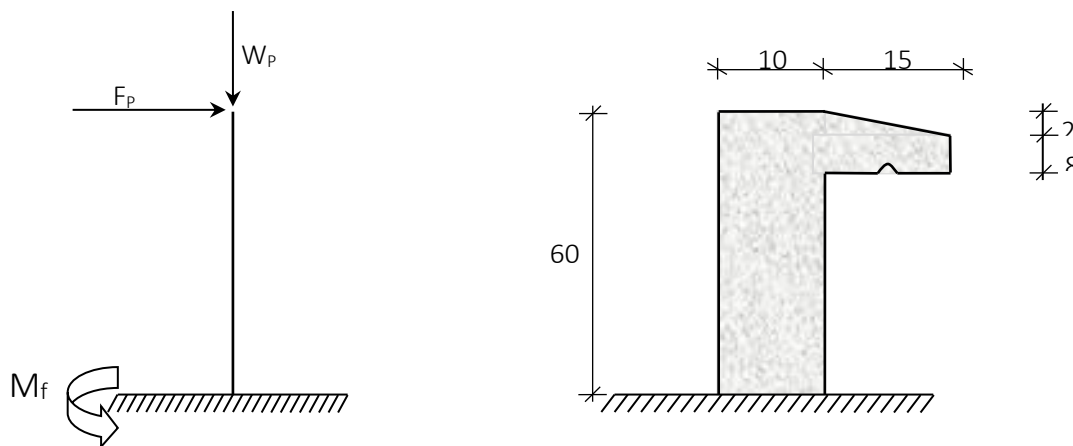


Figure IV.15. Dimension de l'acrotère

3.2. Calcul du ferrailage

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

a. Détermination des sollicitations :

Le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.15}{2} \right] \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = 183.75 \text{ daN.}$$

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

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

$$F_p = 4.A.C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1] .

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75 \dots\dots\dots F_p = 88.2 \text{ daN}$$

L (m)	W _p (daN)	F _p (daN)	ELU			ELS	
			N _u = 1,35W _p (daN)	M _u = 1,5F _p × L (daN.m)	T _u = 1,5F _p (daN)	N _{ser} = W _p (daN)	M _{ser} = F _p × L (daN.m)
0,60	183.75	88.2	248.06	79.38	132.3	183.75	52.92

Tableau IV.10. Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de l'acrotère.

b. Détermination de la section des armatures :

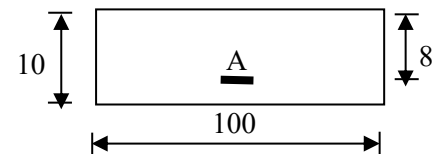
Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

Position du point d'application de l'effort normal (N) :

➤ État limite ultime (E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79.38}{248.06} = 0.32m$$

$$e_0 = 0.32m > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03m$$



⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

$$N \longrightarrow \times C$$

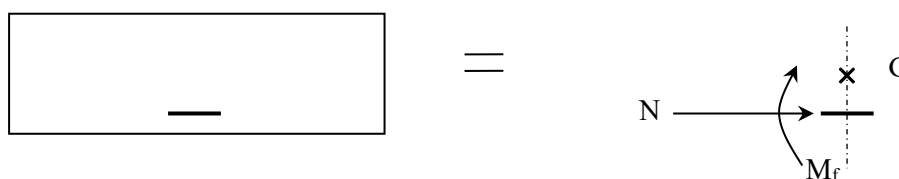


Figure IV.16. Section de calcul

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{868.2}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.01$$

$$\mu = 0.01 < \mu_{AB} = 0.354 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.012$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868.2}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{0.25}{4} \quad A_r = 0.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r' \geq \frac{A_r}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

(T8 \longrightarrow $e = 20\text{cm}$).

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52.92}{183.75} = 0.29\text{m}$$

$$e_0 = 0.29\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

\Rightarrow Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C)

Détermination des contraintes :

C : Centre de pression (point d'application) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et

y₂ : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 - c$$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section

$\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

Calcul des contraintes :

$$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \Rightarrow c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)$$

$$p = -1614.82$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 24026.11$$

y_2 est la solution de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 3121.98y_2 + 65928.3 = 0$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026.11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614.82)^3 = -46579385 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026.11}{2 \times (-1614.82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614.82}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ$$

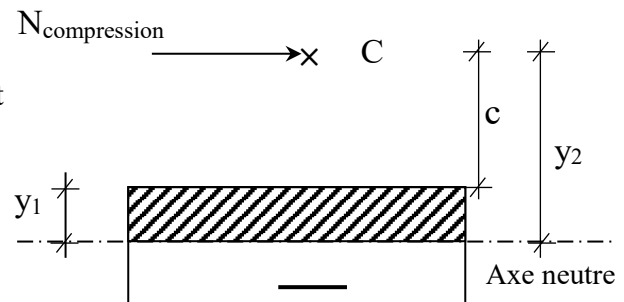


Figure.IV.17 : Position de centre de pression

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614.82}{3}} = 46.40$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46.4 \times \cos(54.58) = 26.89 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -46.19 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 19.30 \text{ cm} \\ y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 26.89 \text{ cm} \\ 0 < y_1 = y_2 + c = 2.89 < 10 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \text{D'où : } y_1 = 2.89 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 116.37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 116.37} = 0.16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.16 \times 2.89 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (8 - 2.89) = 12.26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

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

Avec : FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures Symétrique par rapport à la fibre moyenne.

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

1. Introduction

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation vertical, la cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle des escaliers.

L'ascenseur est composé de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- Treuil de levage et la poulie.
- Le contre poids.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Les normes principales qui régissent la réalisation des ascenseurs sont les normes européennes harmonisées EN 81-1, concernant les ascenseurs électriques et EN 81-2, concernant les ascenseurs hydrauliques.

Dans notre bâtiment on a un seul ascenseur, qui a la capacité de porter 8 personnes ; et d'après la norme française pour 8 personnes, on a une charge nominale de 600 kg, (tableau p.56 ascenseur et monte-charge) avec une vitesse de 1.7 m/. La dalle qui supporte la machine est en béton armé d'une épaisseur de 20cm.

2. Etude de l'ascenseur

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, les dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

Selon la norme **NF-P82-208** pour un immeuble à usage multiple, on a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc ; les dimensions sont :

Largeur de la cabine : $L_c = 1,00$ m

Profondeur de la cabine : $P_c = 2,20$ m

Largeur de la gaine : $L_g = 1,40$ m

Profondeur de la gaine : $P_g = 2,50$ m

Hauteur de la cabine : $H_c = 2,20$ m

Largeur du passage libre : $L_p = 0,80$ m

Hauteur du passage libre : $H_p = 2,00$ m

Hauteur de course : $C = 31,06$

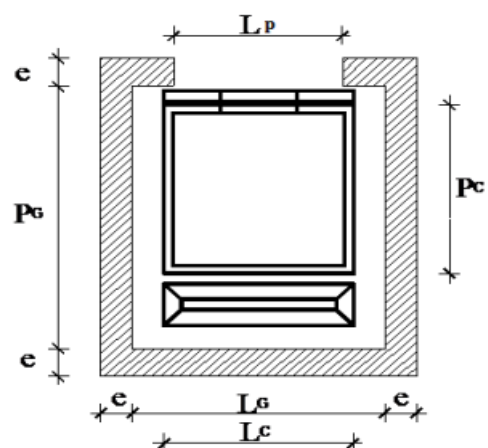


Figure V.1. dimensions de l'ascenseur

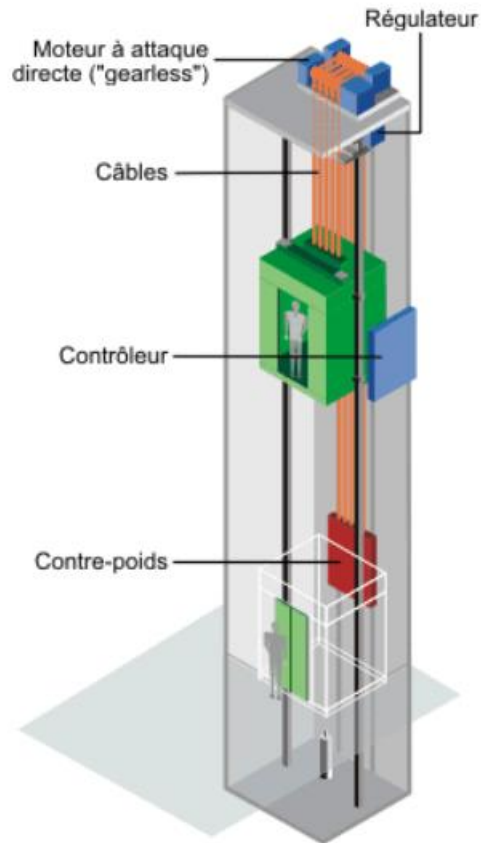


Figure V.2. Ascenseur électrique

3. Descente de charge

- **Surcharge d'exploitation** : $Q=600\text{daN}$ (8personne)
- **Charge permanente** :

A. Masse de la cabine :

est composer de la somme des masses suivante

- **Masse des surfaces latérales** :

La masse de la surface des cotes augmentée de 10% à raison de $11,5 \text{ daN/m}^2$

$$S_1 = (L_c + 2 \times P_c) \times H_c = (1,00 + 2 \times 2,20) \times 2,20 = 11,88 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11,5 + 0,1 \times 11,5) \times 11,88 = 150,28 \text{ daN}$$

- **Masse de plancher** :

La masse du plancher a raison de 70 daN/m^2 pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_c \times P_c = 1,00 \times 2,20 = 2,20 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 2,20 = 154 \text{ daN}$$

- **Masse du toit** :

La masse du toit à raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_c \times P_c = 1,00 \times 2,20 = 2,20 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 2,20 = 44 \text{ daN}$$

- **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1,00) = 120 \text{ daN}$$

- **Masse de la porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0,80 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

- **Masse du parachute :**

Parachute a prise amortie => M₆ = 100 daN

- **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

- **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires => M₈ = 30 × 2 = 60 daN

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 150,28 + 154 + 44 + 120 + 120 + 100 + 80 + 60 = 828,28 \text{ daN}$$

Masse du contre poids :

$$M_p = P_t + \frac{Q}{2} = 828,28 + 600/2 = 1128,28 \text{ daN}$$

B. Masse du câble :

Détermination di diamètre du câble d'après la norme NF 82-210 Cs doit être pour cet appareil un minimum égal à 12 et le rapport (D / d) au minimum égal à 40 et aussi selon l'abaque de détermination de suspentes

$$\frac{D}{d} = 40 \Rightarrow d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} = 12,5 \text{ mm}$$

$$C_s = 13$$

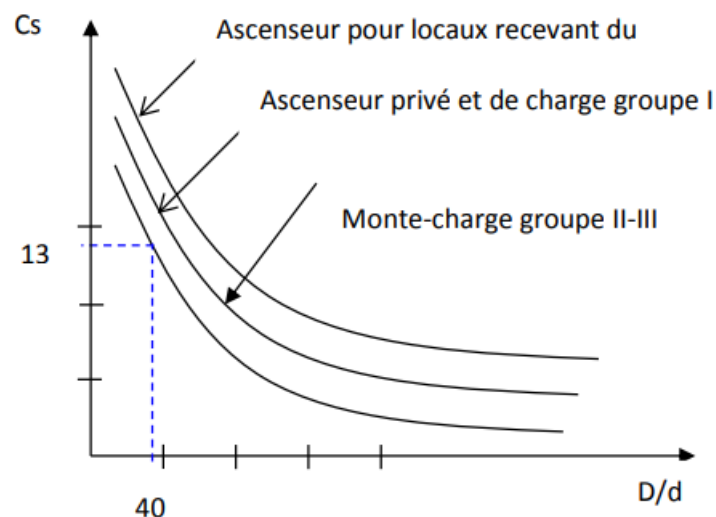


Fig V.3. Abaque de détermination de suspentes

D : diamètre de la poulie de moulage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination de suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \times M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport au deux autres.

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 828,28) \Rightarrow C_r = 18567,64 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_{rm} , il convient de faire intervenir le coefficient de câblages qui est égale à 0,85 donc :

$$C_{rm} = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_{rm} = \frac{18567,64}{0,85} = 21844,28 \text{ daN}$$

$$C_{rn} \text{ égal aussi : } C_{rn} = C_r (\text{câble}) \times n \times m$$

Avec :

m : type de mouflage

n : nombre de câble

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre

d = 12,5 mm $\Rightarrow C_r$ (câble) = 8152 daN (voir tableau suivant)

Diamètre des câble mm	Diamètre des fils mm	Section [mm ²]	Masse linéaire ML [daN/m]	Charge admissible totale C _r [daN]
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11	0,7	41,27	0,396	6232
12,6	0,8	53,34	0,515	8152
14,2	0,9	67,98	0,656	10805
15,5	1,0	83,84	0,810	12830

Tableau V.1. Caractéristique des câbles

$$n = \frac{21844,28}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1,34 \text{ on prend } n = 2 \text{ cables}$$

Masse totale des câble mc :

$$M_c = ML \cdot n \cdot C$$

Avec :

ML : masse linaire du diamètre d'un seul câble ;

d = 12,5 mm (tableau) ML = 0,515 daN/mL et

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 31,06$ m.

$$M_c = 0,515 \times 2 \times 31,06 = 32 \text{ daN}$$

C. Masse du treuil :

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

Résumé :

- Poids mort = 828,28 daN
- Masse du câble = 32 daN
- Masse du contre poids = 1128,28 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- Donc la charge permanente : **G = 3188, 56 daN**

- **Combinaisons fondamentales :**

➤ **E.L.U :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3188,56 + 1,5 \times 600 = 5204,56 \text{ daN}$$

➤ **E.L.S :**

$$Q_{ser} = G + Q = 3188,56 + 600 = 3788,56 \text{ daN}$$

4. Etude du plancher

A. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_u^a = \frac{qu}{4} \Rightarrow q_u^a = 1301,14 \text{ daN}$$

$$q_{ser}^a = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_{ser}^a = 974,14 \text{ daN}$$

D'après l'article **A.5.2.4 du B.A.E.L.91**

$$Si : q_u^a \leq \frac{0,045 \times U_c \times F_c \times 28 \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Avec :

q_u^a : Charge ultime pour chaque appui

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : Epaisseur de la dalle égale à 20cm

U, V ; représentent les côtes du rectangles ($U//L_x$ et $V//L_y$) Sur lequel la charge qui s'applique compte tenue de la diffusion à 45 degrés dans le béton La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow U = 30 \text{ cm}$$

$$V = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow V = 30 \text{ cm}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times (U + V) \Rightarrow U_c = 120 \text{ cm}$$

$$q_u^a = 1301,14 \text{ daN} < \frac{0,045 \times 1200 \times 25 \times 200}{1,5} = 180000 \text{ N} \Rightarrow \text{condition verifie}$$

Conclusion : la dalle résiste au poinçonnement

B. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leurs moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = q_a \times (M1 + v. M2)$$

$$M_y = q_a \times (M2 + v. M1)$$

Avec :

v : Coefficient de poisson qui égal à 0 a l'ELU, et à 0,2 a l'ELS.

M1, M2 : sans dimensions, sont données à partir des rapports U/Lx et V/Ly dans les abaques suivants : $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

E.L.U :

$$Mux = Qua \times M1$$

$$Muy = Qua \times M2$$

E.L.S :

$$Mserx = Qsera \times (M1 + 0,2 \times M2)$$

$$Msery = Qsera \times (M2 + 0,2 \times M1)$$

La charge au m^2 sera :

$$Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1301,14}{(0,30)^2} = 14457,11 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_a^u = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{947,14}{(0,30)^2} = 10523,78 \text{ daN/m}^2$$

C. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique on procède de la façon suivante :

Soit pour une dalle de dimension ($Lx \times Ly$) soumise à une charge concentrique A répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangle fictif donnant les charges symétriques :

04 rectangle symétrique A ; 02 rectangle symétrique B ; 02 rectangle symétrique C et 01 rectangle au centre D.

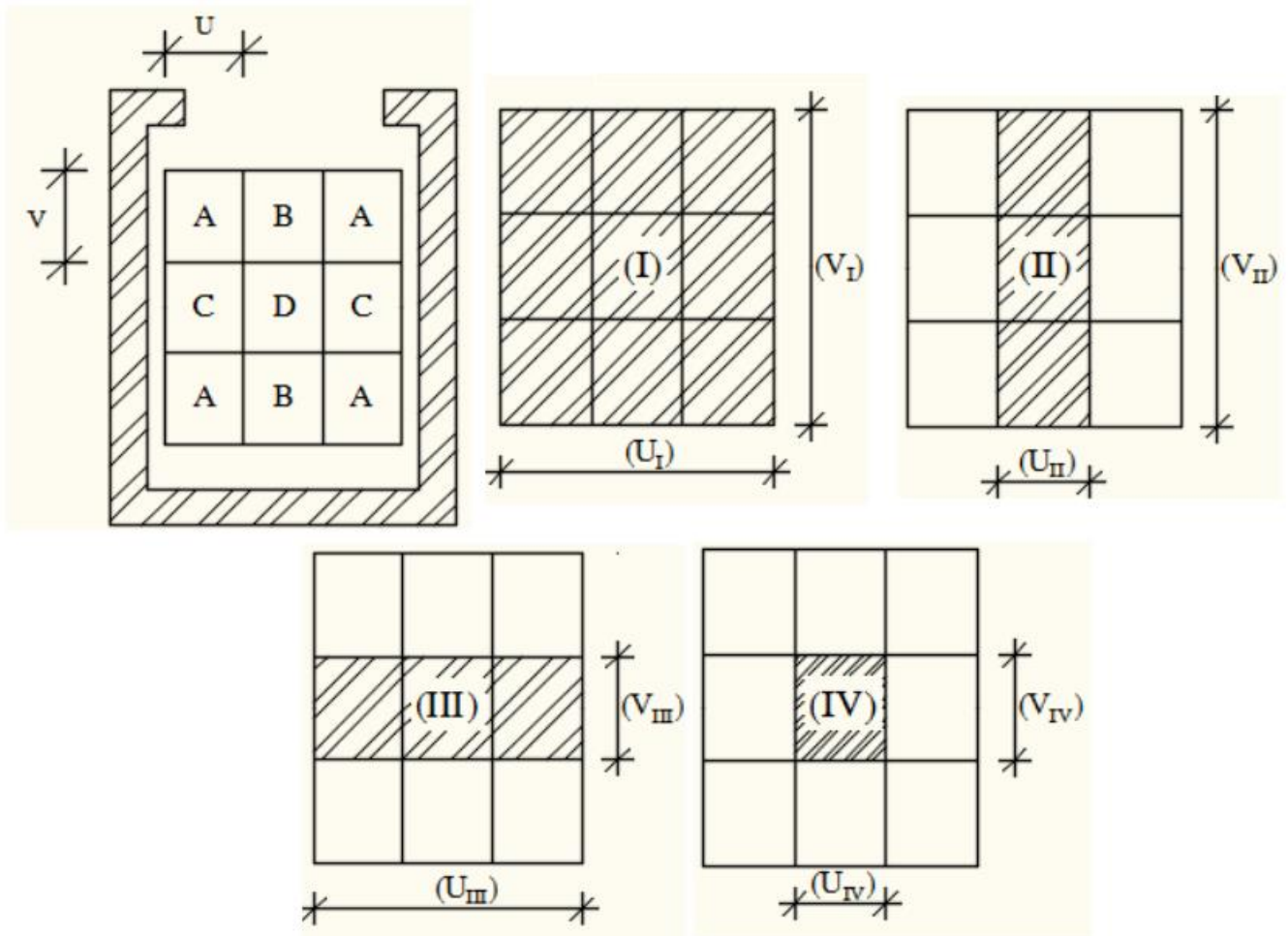


Figure V.4. Schéma pour le calcul des moments dû aux charges localisées

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D$$

$$II=2B+D$$

$$III=2C+D$$

$$IV=D$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{L} = \frac{1,4}{2,5} = 0,56 > 0,4 \text{ La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{xc} = \frac{(M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})}{4}$$

$$M_{yc} = \frac{(M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})}{4}$$

Avec :

$$M_x = q_u \times (M_1 + M_2 \times v) = (M_1 + M_2 \times v) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x/4 = (M_1 + M_2 \times v) \times Q_a$$

$$M_y = q_u \times (M_2 + M_1 \times v) = (M_2 + M_1 \times v) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y/4 = (M_2 + M_1 \times v) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S; S = U \times V$$

Tableau V.2. Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U [m]	0,90	0,40	0,90	0,40
V [m]	0,90	0,90	0,40	0,40
S en [m ²]	0,81	0,36	0,36	0,16
$\frac{U}{L_x}$	0,64	0,29	0,64	0,29
$\frac{U}{L_y}$	0,36	0,36	0,16	0,16
M ₁	0,100	0,142	0,108	0,160
M ₂	0,076	0,091	0,103	0,129
Q _a ^u = Q _a ^u × S [N]	117102,59	52045,59	52045,59	23131,38
Q _a ^{ser} = Q _a ^{ser} × S [N]	85242,62	37885,61	37885,61	16838,05
$\frac{M_x^u}{4}$ [N.m]	13490,22	8337,70	6693,06	4297,81
$\frac{M_y^u}{4}$ [N.m]	11241,85	6214,24	6484,88	3724,15
$\frac{M_x^{ser}}{4}$ [N.m]	9819,95	6069,28	4872,09	3128,51
$\frac{M_y^{ser}}{4}$ [N.m]	8183,29	4523,54	4720,55	2710,93
M _{xc} ^u [N.m]	2757,27			
M _{yc} ^u [N.m]	2266,88			
M _{xc} ^{ser} [N.m]	2007,09			
M _{yc} ^{ser} [N.m]	1650,13			

D. Descente des charges :

Dalle machine : (ep = 20cm) => G = 0,2 × 2500 = 500 daN/m² La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation Q = 100 daN/m²

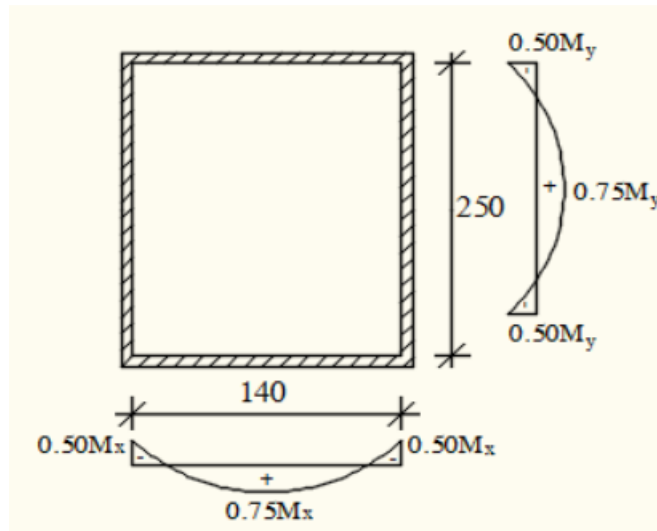


Figure.V.5. Schéma de panneau de dalle d'ascenseur.

• **Combinaison fondamentale :**

➤ **E.L.U :**

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

$$q_u = 1,35 \times 500 + 1,5 \times 100 \Rightarrow q_u = 825 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1,00 = 825 \text{ daN/mL}$$

➤ **E.L.S :**

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 500 + 100 \Rightarrow q_u = 600 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1,00 = 600 \text{ daN/mL}$$

a. Calcul des sollicitations :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

➤ **E.L.U :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{250} = 0.56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_{ux} = 0.0880 \\ \mu_{uy} = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_{ux} \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_{uy} \times M_x^u \end{cases}$$

$$M_x^u = 142.29 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = 35,57 \text{ daN.m}$$

➤ **E.L.S :**

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{140}{250} = 0.56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_{serx} = 0.0923 \\ \mu_{sery} = 0.4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_{serx} \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_y^{ser} = \mu_{sery} \times M_x^{ser} \end{cases}$$

$$M_x^{ser} = 108.55 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = 46.18 \text{ daN.m}$$

b. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2757,27 + 1422,9) \Rightarrow M_{xt}^u = 4180,17 \text{ N.m}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (2266,88 + 355,7) \Rightarrow M_{yt}^u = 2622,58 \text{ N.m}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (2007,09 + 1085,5) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 3092,52 \text{ N.m}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (1650,13 + 461,8) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2111,93 \text{ N.m}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y$$

➤ **Moments en appuis intermédiaires :**

$$M_{ax} = 0,50 \times M_x$$

$$M_{ay} = 0,50 \times M_y$$

Tableau V.3. Tableau récapitulatif d

Sens	ELU		ELS	
	M travée [N.m]	M appuis [N.m]	M travée [N.m]	M appuis [N.m]
Sens X-X	3135,13	2090,09	2319,44	1546,29
Sens Y-Y	1966,94	1311,29	1583,95	1055,97

5. Calcul des ferrailages :

• **Sens X-X**

a. **En travée :**

➤ **E.L.U :**

$$M_{xt}^u = 3135,13 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{xt}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3135,13}{14,2 \times 100 \times 18,5^2} = 0,0065$$

$$\mu = 0,0065 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \sigma_s = Fe/\delta_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

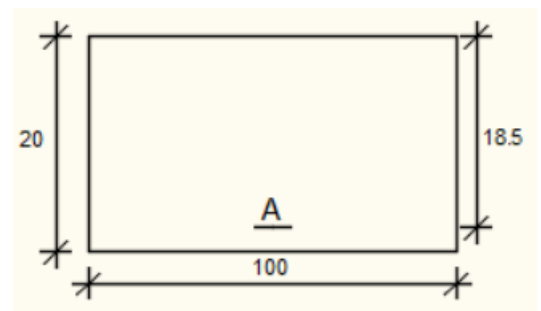


Figure V.6. Section de calcul en travée (x-x)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0082$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{xt}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3135,13}{348 \times 0,997 \times 18,5} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Condition de non fragilité :

$$\text{FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5\text{T}10 \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

E.L.S :

$$M_{xt}^{ser} = 2319,44 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \bar{\alpha} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{3135,13}{2319,44} = 1,35$$

$$\frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 > \alpha = 0,0082$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

En appuis :

E.L.U :

$$M_{xa}^u = 2090,09 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{xa}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2090,09}{14,2 \times 100 \times 18,5^2} = 0,0043$$

$$\mu = 0,0043 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \sigma_s = Fe/\delta_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1-\sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0054$$

$$\beta = 1-0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{xt}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2090,09}{348 \times 0,998 \times 18,5} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

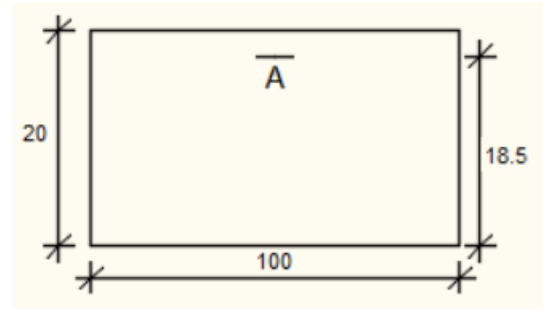


Figure V.7. Section de calcul en appuis (x-x)

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$FeE400 \Rightarrow A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5T10 \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

E.L.S :

$$M_{xt}^{ser} = 2319,44 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \acute{A}\# \rightarrow \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{2090,09}{1546,29} = 1,36$$

$$\frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.0082$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

- **Sens Y-Y :**
- b. En travée :**

➤ **E.L.U :**

$$M_{yt}^u = 1311,29 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{yt}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1966,94}{14,2 \times 100 \times 17,5^2} = 0,0045$$

$$\mu = 0,0065 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \sigma_s = Fe/\delta_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{yt}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1966,94}{348 \times 0,997 \times 17,5} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Condition de non fragilité :

$$FeE400 \Rightarrow A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5T10 \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

E.L.S :

$$M_{yt}^{ser} = 1583,95 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \acute{A}\grave{Z} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{1966,94}{1583,95} = 1,24$$

$$\frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 > \alpha = 0,0051$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

En appuis :

E.L.U :

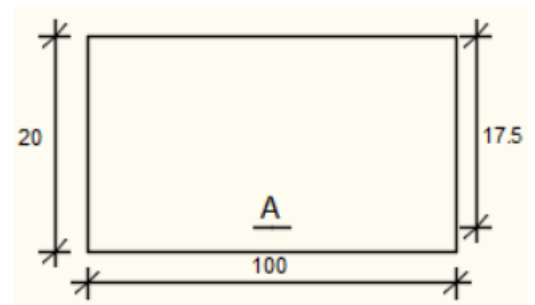


Figure V.8. Section de calcul en travée (y-y)

$$M_{ya}^u = 1311,29 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ya}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1311,29}{14,2 \times 100 \times 17,5^2} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \sigma_s = Fe/\delta_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ya}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1311,29}{348 \times 0,998 \times 17,5} = 0,21 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$FeE400 \Rightarrow A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5T10 \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

E.L.S :

$$M_{ya}^{ser} = 2319,44 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \acute{A}\grave{A} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{1311,29}{1055,97} = 1,24$$

$$\frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 > \alpha = 0,0082$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

5. Vérification des contraintes de cisaillement

$$T_{max}^u = q_u^a + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

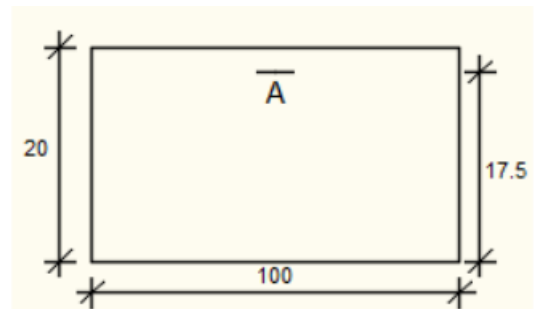


Figure V.9. Section de calcul en appuis (y-y)

$$T_{max}^u = 1301,14 + 825 \times \frac{1,4}{2} \Rightarrow T_{max}^u = 1878,64 \text{ daN}$$

Calcul :

$$\tau_u \leq \tau_{ad} = 0,05f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{18786,4}{100 \times 18,5 \times 100} = 0,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ad} = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,10 < \tau_{ad} = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

7. Vérification de la flèche :

Condition de la flèche : [CBA93/B.7.5]

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{xt}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{F_e}$$

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L_x} = \frac{0,2}{1,4} = 0,143 > \frac{M_{xt}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = \frac{2319,44}{20 \times 3092,59} = 0,0375 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{F_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 18,5} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0021 < 0,005 \Rightarrow C.V$$

Conclusion : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

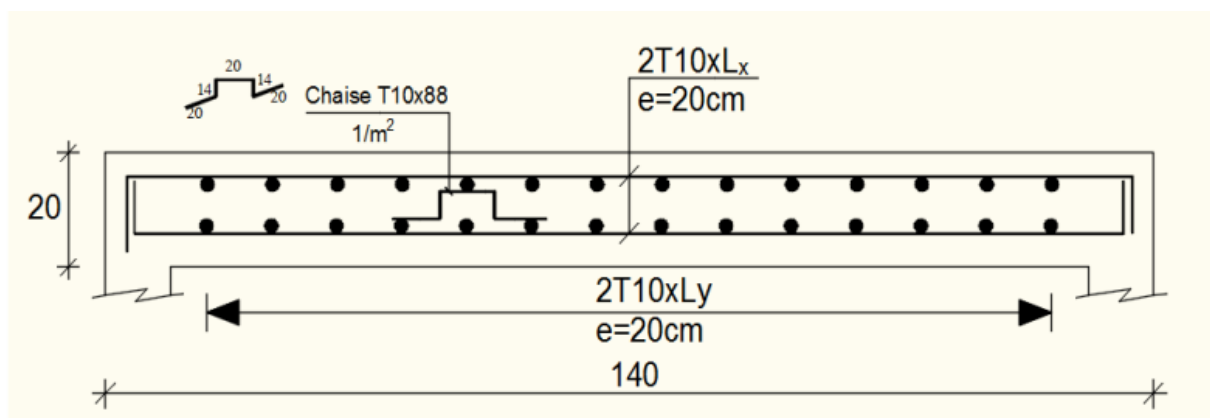


Figure V.10. Ferrailage de la dalle pleine

Chapitre VI :Etude Sismique

1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi par certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure réelle.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2024** » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** »

Étude dynamique

2. Objectif de l'étude

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties (VLNA). Ce qui permet ensuite de calculer les efforts et les déplacements maximums dus à un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle est présentée initialement est souvent très complexe. C'est pourquoi il est courant de recourir à des modélisations qui simplifient suffisamment le problème pour qu'il puisse être analysé de manière plus aisée.

2.1. Présentation du Logiciel Robot structural Analysis

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul et d'analyse de structures développé par Autodesk. Il offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation, la simulation et l'analyse de divers types de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les structures industrielles et les structures en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et aux concepteurs de réaliser des études de résistance, de stabilité et de réponse dynamique des structures. Il prend en charge la modélisation paramétrique, ce qui facilite la création et la modification de modèles complexes. Il permet également d'importer des modèles à partir de logiciels de CAO courants tels que AutoCAD et Revit.

Robot Structural Analysis propose une large gamme d'options de chargement, y compris les charges statiques, les charges de vent, les charges sismiques et les charges de température. Il permet d'effectuer des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses de stabilité pour évaluer le comportement des structures sous différentes conditions.

Le logiciel offre également des fonctionnalités avancées pour la conception et l'optimisation des structures. Il fournit des outils de vérification des sections et des armatures, permettant de s'assurer que les éléments structuraux sont conformes aux normes de conception. De plus, il génère des rapports détaillés et des diagrammes pour faciliter la communication des résultats d'analyse.

En résumé, Robot Structural Analysis est un puissant outil d'analyse structurelle qui aide les ingénieurs à modéliser, simuler et analyser les performances des structures dans le but d'assurer leur sécurité et leur efficacité.

2.2. Modélisation de la structure

Une structure se compose de poutres flexibles reliées par des nœuds et soutenues par une fondation rigide. Cependant, il est important de souligner que ce modèle est une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, y compris sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique approprié qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique adopté est composé d'une console verticale fixée à sa base où les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau de la structure.

Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Les étapes suivies lors de la modélisation sont comme suit :

Introduction de la géométrie du modèle en déterminant la position des nœuds et la connectivité des éléments.

Spécification et assignation des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments du modèle.

Définition des différents cas de charges, qu'ils soient statiques ou dynamiques, et attribution de ces charges aux nœuds et aux éléments du modèle.

Spécification des conditions aux limites, telles que les appuis ou les diaphragmes, afin de définir les contraintes auxquelles la structure est soumise.

Lancement de l'analyse du problème et, si nécessaire, apport de corrections au modèle pour assurer sa précision.

Visualisation des résultats obtenus, que ce soit à l'écran ou enregistrés dans des fichiers, permettant d'observer les réactions et les comportements de la structure.

Interprétation des résultats pour évaluer les performances de la structure et en tirer des conclusions pertinentes.

La modélisation de la structure réalisée par Robot Structural Analysis 2024 est représentée sur la Figure 44.

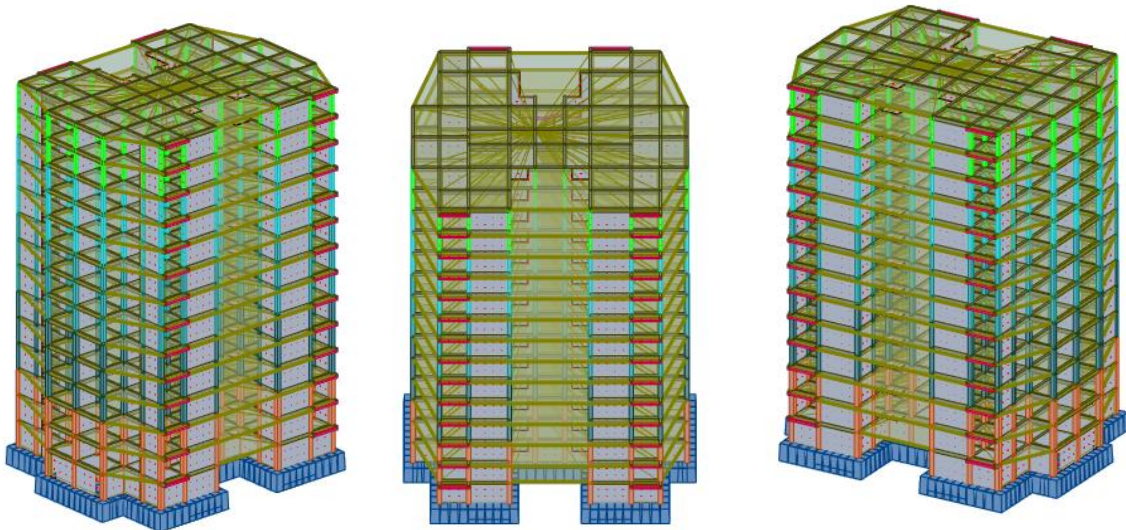


Figure VI.1. Modèle 3D de la structure

La coupe en plan de la structure (Figure 45) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisis.

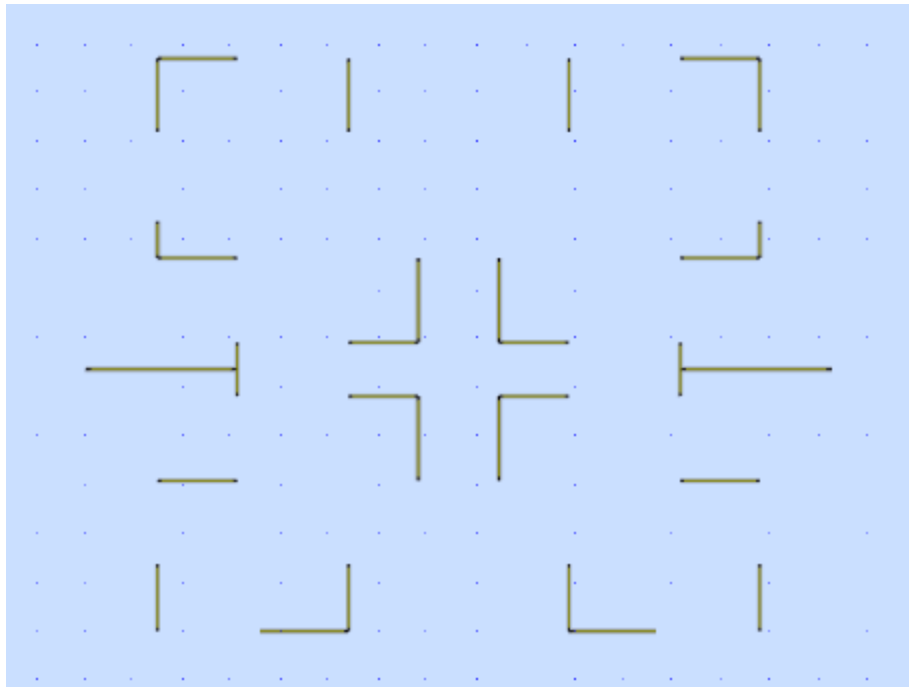


Figure VI.2. Coupe en plan de la structure

2.3. Résultats de la modélisation numérique

Dans notre cas, la structure est implantée en Zone IIa et appartient au groupe d'usage 2, mais elle dépasse la hauteur limite de 23 m (ou 7 niveaux). Par conséquent, toutes les conditions requises pour l'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites. Il est donc nécessaire d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003 ci-dessous.

$$\left(\frac{S_a}{g} \right) \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) \left(2.5 \eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site (S2).

Sa : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

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

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

Avec :

A : Coefficient de la zone (tableau 4.1 du RPA 99 version 2003).

D : Facteur d'amplification dynamique.

Q : Facteur de qualité (du RPA 99 version 2003).

R : Coefficient de comportement (du RPA 99 version 2003).

W : Poids totale de la structure.

Zone IIa (Mostaganem) et Groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne)

$$A = 0,15$$

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA99 version 2003 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas on a utilisé un système de portiques contreventés par des voiles.

$$R=4.5$$

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Le Tableau 32 résume les valeurs des pénalités.

Tableau VI.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère (q)	P_q
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10
	0,35

$$Q = 1,35$$

$\xi = 7 \%$ pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense.

Facteur de correction d'amortissement (η) : $\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi+2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{7+2}} = 0.88 > 0.7$

2.4. Période fondamentale de la structure

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $h_N=42,84$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003. $C_T = 0,05$

$$T = 0,84 \text{ s}$$

Puisque on a choisi la 4^{ème} condition du tableau (4.6) pour déterminer C_T , on peut également utiliser la formule suivante : $T = 0,09 \cdot h_n / \sqrt{D}$ avec $D_x = 30,5$ m et $D_y = 23,4$ m

$$T_a = 0,09 \times 42,84 / \sqrt{30,5} = 0,7 \quad \text{et} \quad T_b = 0,09 \times 42,84 / \sqrt{23,4} = 0,8$$

$$T_x = \min [0,7 ; 0,84] \Rightarrow T_x = 0,7 \text{ s}$$

$$T_y = \min [0,8 ; 0,84] \Rightarrow T_y = 0,8 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T = 0.8 \text{ s} \leq 3\text{s} \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D_x=1,51}$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T = 0.89 \text{ s} \leq 3\text{s} \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D_y=1,38}$$

$$W = 145741,1236 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,35 \times 1,51}{3,5} \times 145741,1236 = 12732,57 \text{ KN} \Rightarrow 0.8 V_x = 10186,056 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,35 \times 1,38}{3,5} \times 145741,1236 = 11636,39 \text{ KN} \Rightarrow 0.8 V_y = 9309,112 \text{ KN}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site. $T_2 = 0,40$ s (Site S_2).

$$\mathbf{D = 1,34 \text{ s}}$$

Calcul de poids total W de la structure

D'après le RPA 99 version 2003, le poids total de la structure $W = W_{G+} + \beta W_P$

Le coefficient β est donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

$\beta = 0.2$ (Charge d'exploitation d'habitation et des bureaux).

$\beta = 0.4$ (Charge d'exploitation des locaux).

$$W = 145741,1236 \text{ kN}$$

Vérifications de la structure selon les recommandations du RPA 99 version 2003

2.5. Vérification de la période

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (Art.4.2.4.4 du RPA99 version 2003). Le Tableau 33 montre la vérification de la période.

Tableau VI.2. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T [s]	1,3T [s]	T _{xmod} [s]	T _{ymod} [s]	Condition du RPA
0,84	1,09	1,06	1,02	Vérifiée

2.6. Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 34 des résultats dynamique ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse n'est pas atteint et par conséquent et d'après le paragraphe 4.3.4 du RPA 99 version 2003 où il spécifie que si cette condition ne peut pas être satisfaite à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

où N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

N= 12, alors $K \geq 3 \cdot \sqrt{12} = 10,39 \approx 11$ $T_K = 0,07 \text{ s} \leq 0.20 \text{ s}$ Condition versifiée

Tableau VI.3. Taux de participation modale

Mode	Période [s]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Modale UX [%]	Masses Modale UY [%]
1	1,06	0	65,63	0	65,63
2	1,02	42,07	65,63	42,07	0
3	0,92	65,66	65,63	23,59	0
4	0,28	65,66	82,39	0	16,76
5	0,26	67,19	82,39	1,53	0
6	0,23	82,45	82,39	15,26	0
7	0,12	82,45	92,02	0	9,64
8	0,12	82,73	92,02	0,29	0
9	0,10	90,64	92,02	7,9	0
10	0,07	90,64	98,24	0	6,22
11	0,07	90,87	98,24	0,24	0
12	0,06	96,72	98,24	5,85	0
13	0,06	96,72	99,65	0	1,41
14	0,06	97,08	99,65	0,36	0
15	0,06	98,81	99,65	1,73	0

2.7. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA 99 version 2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée et si $V_t < 0,80$

V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

2.7.1. Vérification de l'effort sismique

Il faut que

$$0,8 V_x \leq V_x \text{ dynamique}$$

$$0,8 V_y \leq V_y \text{ dynamique}$$

V dynamique est donnée par logiciel Robot Structural Analysais 2014

$$0,8 V_x = 10186,056 \text{ KN} \leq V_x \text{ dynamique} = 9779,08 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non Vérifiée}$$

$$\text{On calcule le coefficient de majoration : } a = \frac{0,8 V_x}{V_x \text{ dynamique}} = \frac{10186,056}{9779,08} = 1,05$$

$$0,8 V_y = 9309,112 \text{ KN} \leq V_y \text{ dynamique} = 9823,47 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Le Tableau 35 donne la comparaison des calculs des efforts tranchants à la base de la structure par les deux méthodes.

Tableau VI.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
$V_t(x)$	9779,08	/
$V_t(y)$	/	9823,47
$V(x)$	10186,056	/
$V(y)$	/	9309,112
Coefficient de majoration	1,05	PAS DE MAJ

2.7.2. Vérification des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau VI.5. Vérification des déformations

Niveaux	h (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
s/sol	3060	0,829	0,83	30,6	verifiée	verifiée
RDC	3060	3,494	4,325	30,6	verifiée	verifiée
1 étage	3060	5,345	6,837	30,6	verifiée	verifiée
2 étage	3060	6,874	8,839	30,6	verifiée	verifiée
3 étage	3060	8,117	10,352	30,6	verifiée	verifiée
4 étage	3060	9,039	11,384	30,6	verifiée	verifiée
5 étage	3060	9,782	12,138	30,6	verifiée	verifiée
6 étage	3060	10,264	12,517	30,6	verifiée	verifiée
7 étage	3060	10,525	12,606	30,6	verifiée	verifiée
8 étage	3060	10,616	12,533	30,6	verifiée	verifiée
9 étage	3060	10,656	12,201	30,6	verifiée	verifiée
10 étage	3060	10,431	11,751	30,6	verifiée	verifiée
11 étage	3060	10,236	11,304	30,6	verifiée	verifiée
12 étage	3060	9,427	10,762	30,6	verifiée	verifiée

2.7.3. Vérification de l'effet P-Δ

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

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 .$$

Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.

Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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

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

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

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Les tableaux 37 dans le sens xx et 38 dans le sens yy confirment que les effets P-Δ peuvent être négligés dans la structure étudiée.

Tableau VI.6. Vérification de l'effet P- Δ sens XX

Etage	P	Δ (cm)	V	h	θ	Vérification
1	-191128	0,083	9779,45	3,06	0,0053	OK
2	-173540	0,349	9720,23	3,06	0,02036	OK
3	-163103	0,535	9583,59	3,06	0,02976	OK
4	-148955	0,687	9258,77	3,06	0,03612	OK
5	-135027	0,812	8854,71	3,06	0,04047	OK
6	-121100	0,904	8385,64	3,06	0,04266	OK
7	-107234	0,978	7855,95	3,06	0,04363	OK
8	-93565	1,026	7283,33	3,06	0,04307	OK
9	-79896	1,053	6668,16	3,06	0,04123	OK
10	-66281	1,062	5991,26	3,06	0,03839	OK
11	-52840	1,066	5225,27	3,06	0,03523	OK
12	-39399	1,043	4329,33	3,06	0,03102	OK
13	-26005	1,024	3231,38	3,06	0,02693	OK
14	-12762	0,943	1804,99	3,06	0,02179	OK

Tableau VI.7. Vérification de l'effet P- Δ sens YY

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-191128	0,083	9823,21	3,06	0,00528	OK
2	-173540	0,433	9781,34	3,06	0,02511	OK
3	-163103	0,684	9660,35	3,06	0,03774	OK
4	-148955	0,884	9349,34	3,06	0,04603	OK
5	-135027	1,035	8949,44	3,06	0,05103	OK
6	-121100	1,138	8477,11	3,06	0,05313	OK
7	-107234	1,214	7939,37	3,06	0,05358	OK
8	-93565	1,252	7355,54	3,06	0,05205	OK
9	-79896	1,261	6726,84	3,06	0,04895	OK
10	-66281	1,253	6034,73	3,06	0,04497	OK
11	-52840	1,22	5252,67	3,06	0,04011	OK
12	-39399	1,175	4342,45	3,06	0,03484	OK
13	-26005	1,13	3236,14	3,06	0,02967	OK
14	-12762	1,076	1806,63	3,06	0,02484	OK

2.8. Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement

Le système de contreventement choisi est "voiles porteurs" avec $R = 4$, donc les voiles doivent reprendre plus de 20 % des charges verticale et dont les résultats du Tableau 39 le confirme.

Tableau VI.8. Taux des charges verticales portées par les voiles

Niveaux	F _Z sur les poteaux [kN]	F _Z sur les voiles [kN]	F _Z totale [kN]	% Repris par les voiles
12 ^{ème} étage	583.67	956.94	1540.61	62.11
11 ^{ème} étage	931,51	1150,76	1982.27	68.05
10 ^{ème} étage	1087,58	2862.57	4151.18	68.96
9 ^{ème} étage	3040.93	5555.19	8596.12	64.62
8 ^{ème} étage	4820.63	8220.51	13041.14	63.04
7 ^{ème} étage	6718.95	10767.30	17486.25	61.58
6 ^{ème} étage	9206.43	12812.67	22019.10	58.19
5 ^{ème} étage	11435.89	15164.85	26600.74	57.01
4 ^{ème} étage	14348.09	16935.62	31283.71	54.14
3 ^{ème} étage	16946.96	19076.01	36022.98	52.96
2 ^{ème} étage	20383.75	20493.34	40877.09	50.13
1 ^{er} étage	23397.08	22406.90	45803.98	48.92
RDC	27683.96	23930.13	51614.09	46.36
S-SOL	32640.08	27288.25	59928.33	45.53

Conclusion

L'étude dynamique a permis d'estimer la résistance via le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela, par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment et en respectant un ensemble de règles dictées par le RPA 99 version 2003. et le bâtiment étudié répond positivement à toutes ces exigences.

Chapitre VII :Etude des portiques et voiles

1. Introduction

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

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

Tous les calculs seront réalisés en conformité avec les réglementations du béton armé CBA93, BAEL91-99 et RPA2003.

2. Etude des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux ayant pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux et aux voiles. Les poutres seront calculées en flexion simple en se référant aux règles du BAEL 91 et du RPA 99 version 2003 pour la vérification.

2.1. Recommandations pour les poutres selon le RPA 99 version 2003

Armatures longitudinales

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.

Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).

Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

Armatures transversales

La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$.

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de $(h/4, 12\phi)$ et en dehors de la zone nodale l'espacement doit être de $s \leq h/2$.

2.2. Ferrailage des poutres

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91:

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99 version 2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2024 et les résultats sont regroupés dans le Tableau 40 ci-dessous.

Tableau VII.1. Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (30x45) (kN.m/kN)	Poutres Principales (30x40) (kN.m/kN)	Poutres Secondaires (30x40) (kN.m /kN)
E.L.U : 1.35 G+1.5 Q	Moment en travée M_t	98,99	97,96	72,57
	Moment en appui M_a	-177,56	-177,25	-133,56
	Effort Tranchent T_u	210,83	152,55	152,83
E.L.S : G + Q	Moment en travée M_t	71,40	71,05	66,04
	Moment en appui M_a	-128,69	-128,46	-124,52
	Effort Tranchent T_s	153,49	110,76	110,96
A.C.C : G + Q ± E 0.8 G ± E	Moment en travée M_t	156,86	116,47	110,61
	Moment en appui M_a	-229,37	-228,65	-171,00
	Effort Tranchent T_a	306,00	241,73	273,32

Le Tableau 41 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires calculées à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT 2010 et leurs croquis de ferrailage sont schématisés dans les Figures.

Tableau VII.4. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Désignation	A calculée (cm ²)		A _{min} (BAEL) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix	
	A _t	A _a			En travée	En appui
Poutre Principale 1 (30x45)	10,47	13,02	1,47	6.75	3HA16+3HA14	5HA16+2HA14
Poutre Principale 2 (30x40)	9,70	11,37	1,30	6	3HA16+3HA14	5HA16+1HA14
Poutre Secondaire	8,58	10,50	1,30	6	2HA16+3HA14	3HA16+3HA14

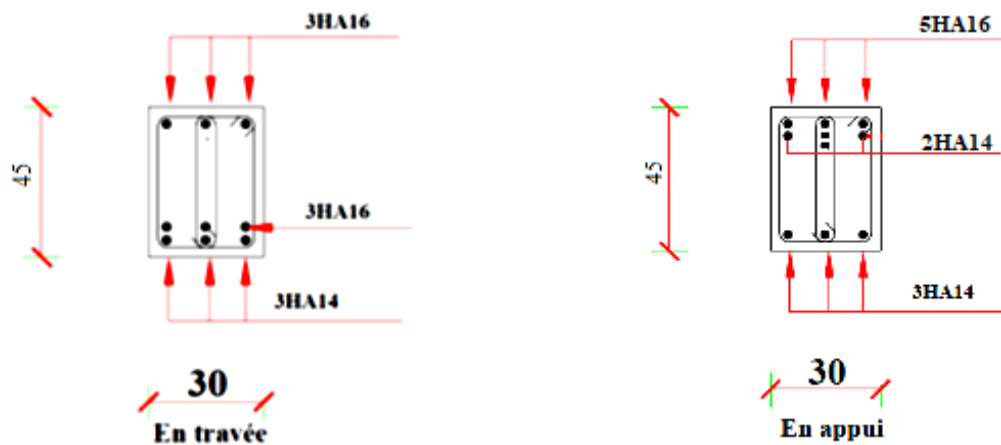


Figure VII.5. Croquis de ferrailage de la poutre principale 1

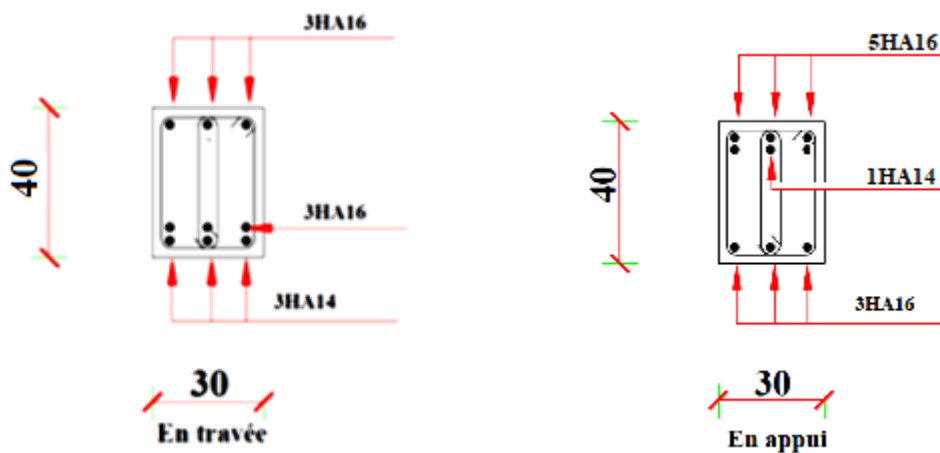


Figure VII.6. Croquis de ferrailage de la poutre principale 2

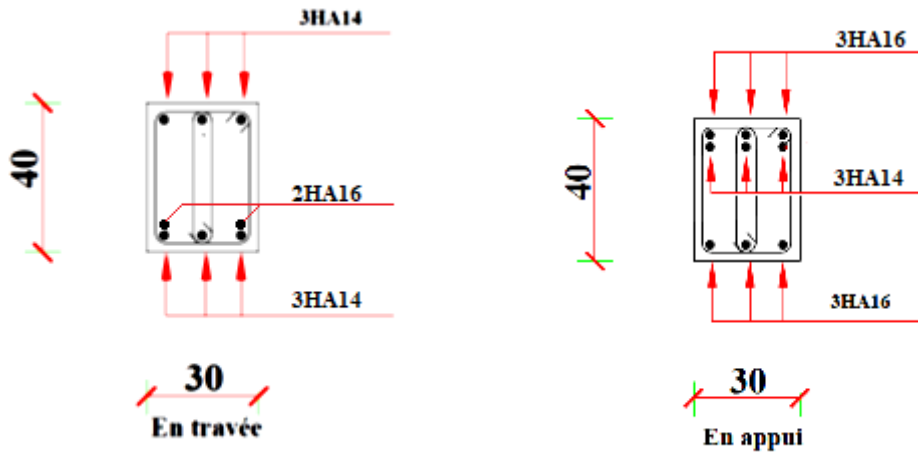


Figure VII.7. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire

2.3. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre

Ferrailage de la poutre principale en travée

$$M_t = 98,99 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \cdot b \cdot d^2} = \frac{98990}{12.47 \cdot 30 \cdot 40,5^2} = 0.161 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.134; \beta = 0.946 \text{ et } A_s = \frac{98990}{348 \cdot 0.946 \cdot 40,5} = 7.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.47 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min RPA}} = 0.5\%bh = 6.75 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_s = 256,4 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \text{ Condition non vérifiée}$$

$$\sigma_b = 7,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le calcul doit se faire en ELS

$$M_{\text{ser}} = 71,40 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_{\text{ab}} = 0.527; \text{ Axe neutre } \bar{y}_1 = 0.2479 \text{ m}; \text{ Bras de levier } \bar{Z}_1 = 0.387 \text{ m}$$

$$\text{Moment limite de service } \bar{M}_1 : \bar{M}_1 = b \cdot \bar{y}_1 \cdot \frac{\sigma_{bc}}{2} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right) = 0.216$$

$$\mu = 0.0051; Y = 36.1986; Z = 0.41696$$

$$A_s = 8,1 \text{ cm}^2$$

Les conditions sont vérifiées maintenant

$$\sigma_s = 198,2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Section adoptée : $A_s = \max (6.18 \text{ cm}^2; 8,1 \text{ cm}^2; 1,70 \text{ cm}^2; 7,5 \text{ cm}^2) = 8,1 \text{ cm}^2$

Choix : 6HA14 avec $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

Armatures transversales

$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \text{ min} \right) = \min (1,42; 3; 1.4)$ On choisit HA8.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II_a)

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.

L'espacement des armatures transversales

En zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{l \text{ min}}; 30 \text{ cm} \right) = 12,5 \text{ cm}$. On choisit $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$ On choisit $S_t = 20 \text{ cm}$.

3. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens (M_y et M_z), donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée. La section d'acier est calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants :

Effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant.

Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.

Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.

3.1. Recommandations pour les poteaux selon le RPA 99 version 2003

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 0.8% (zone II_a).

Ferraillage maximum est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

la longueur minimale des recouvrements est 40ϕ (zone II_a).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a.

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme :

$$\text{Dans la zone nodale : } t \leq \min (10\phi , 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

$$\text{Dans la zone courante : } t' \leq 15\phi \quad (\text{zone IIa})$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeur limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$.

3.2. Ferrailage des poteaux

Pour chaque combinaison d'efforts internes, la section d'acier est déterminée afin de garantir la résistance et la stabilité adéquates du poteau.

Les combinaisons fondamentales selon le BAEL 91:

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA version 2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2022 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 42 ci-dessous.

Tableau VII.5

Poteaux/Combinaisons		Sollicitations
50 x 50 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 2737.89 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 13.47 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 53.15 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 76.53 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 87.45 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 1525.52 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 91.70 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 29.92 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 1269.31 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 1986.75 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 9.75 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 38.13 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 55.60 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 25.39 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 1290.72 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 66.31 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 21.80 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 923.64 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 3667.02 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 82.14 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 125.82 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 148.20 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 49.73 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 2621.67 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 133.74 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 41.75 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 2420.20 \text{ kN}$
45 x 45 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 2195.67 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 45.72 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 40 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 63.38 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 50.89 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 1632.68 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 79.01 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 50.45 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 1468.84 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 1591.72 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 33.00 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 28.62 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 45.76 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 36.47 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 1184.01 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 57.18 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 36.48 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 1067.40 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 2138.67 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 78.97 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 32.00 \text{ kN}$ $M_{y \max} = 107.15 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 113.12 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 1427.71 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 131.85 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 23.39 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 1081.71 \text{ kN}$
40 x 40 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 1386.83 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 51.66 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 39.96 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 66.45 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 49.78 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 969.19 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 80.13 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 52.65 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 911.54 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 1005.88 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 37.30 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 28.65 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 48.00 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 35.71 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 703.30 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 58.00 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 38.08 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 662.61 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 1202.61 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 86.85 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 88.79 \text{ kN}$ $M_{y \max} = 107.50 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 105.68 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 816.95 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 120.42 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 53.16 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 592.73 \text{ kN}$
35 x 35 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 783.76 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 48.12 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 35.60 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 58.35 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 42.98 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 460.93 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 69.83 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 46.97 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 467.71 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 568.94 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 34.77 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 25.54 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 42.18 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 30.86 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 335.19 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 50.56 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 33.98 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 340.37 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 647.76 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 75.68 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 73.43 \text{ kN}$ $M_{y \max} = 85.51 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 81.75 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 362.61 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 93.53 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 40.35 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 357.62 \text{ kN}$
30 x 30 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 331.95 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 29.72 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 44.02 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 57.29 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 44.85 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 288.10 \text{ kN}$

		$M_z \max = 53.47 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = 37.53 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 201.10 \text{ kN.m}$
	ELS	$N_x \max = 241.87 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = 25.09 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = 19.46 \text{ kN.m}$ $M_y \max = 41.60 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = 32.54 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 209.26 \text{ kN}$ $M_z \max = 38.79 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = 27.20 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 147.04 \text{ kN}$
	ACC	$N_x \max = 314.41 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = 23.94 \text{ kN}; M_z \text{ corr} = 67.24 \text{ kN}$ $M_y \max = 59.40 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = 56.07 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 139.46 \text{ kN}$ $M_z \max = 67.29 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = 37.58 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 314.12 \text{ kN}$

3.3. Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau

L'exemple choisi est le ferrailage du poteau de dimensions 50 x 50 cm² du RDC (Figure 50), ayant les caractéristiques suivantes : S = 50 x 50 ; C = C' = 3 cm ; Acier Fe E400; d = h-c = 47 cm.

Condition de non fragilité :

Selon B.A.E.L91 : $A_{\min} = \max \left(0,2 \times \frac{axb}{100} ; \frac{8(a+b)}{100} \right)$

Selon RPA 99 : $A_{\min} \geq 0,008 \times axb$

$b = 50\text{cm} \quad h = 50\text{cm} \quad d = 47\text{cm}$

$N_{\max} = 3667.02 \text{ KN}$

$M_{y\text{corr}} = 82.14 \text{ KN.m}$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{82.14 \times 100}{3667.02} = 2,24 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,17 \text{ cm}$

$e_0 < \frac{h}{12} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans le noyau central la section sera calculée en compression simple.

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$ (Bâtiment a étage multiple) [BAEL91/VI.2]

$\lambda = \frac{L_f}{i}$

$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{50^4}{12}}{50 \times 50}} = 14,43$

$\lambda = \frac{214,2}{14,43} = 14,84 < 50$

$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$

$B_r = (50-2) (50-2) = 2304\text{cm}^2$

$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$

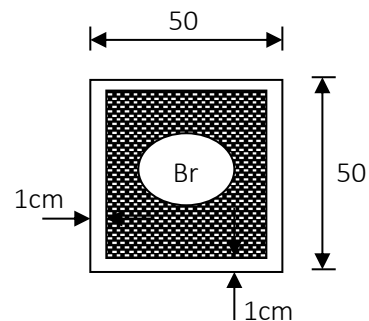


Figure VII.7. Section réduite du béton

$$A_s = - 153, 54 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 0$

$$A_{min} = \text{Max} \left(8 \times \frac{(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} (a \times b) \right)$$

$$A_{min} = \text{Max} (8 ; 5) = 8 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{max} (A_s, A_{min}) = A_{min} = 8 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures de ferrailage

$$6 \text{ HA } 16 \Rightarrow A_{sup} = A_{inf} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = \text{max} \left(0,2 \times \frac{a \times b}{100} ; \frac{8 \times (a+b)}{100} \right) \quad A_{s \text{ min RPA}} \geq 0,008 \times a \times b$$

Le ferrailage du poteau se fait selon le schéma de la section de ferrailage de la Figure 46 et le Tableau 43 résume le ferrailage des poteaux et leurs croquis de ferrailage sont schématisés dans la Figure 49.

Tableau VII.6. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Dimensions des Poteaux (cm ²)	A calculée (cm ²)		A _{min} (BAEL) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix
	A _{s1*2}	A _{s2*2}			
50 x 50	7,8	3,7	8	20	12HA16
45 x 45	7.2	2.9	7,2	16,2	4HA16+8HA14
40 x 40	6.1	2,7	6,4	12,8	12HA14
35 x 35	4,06	2	5,6	9,8	8HA14
30 x 30	3,4	1,9	4,8	7,2	4HA14+4HA12

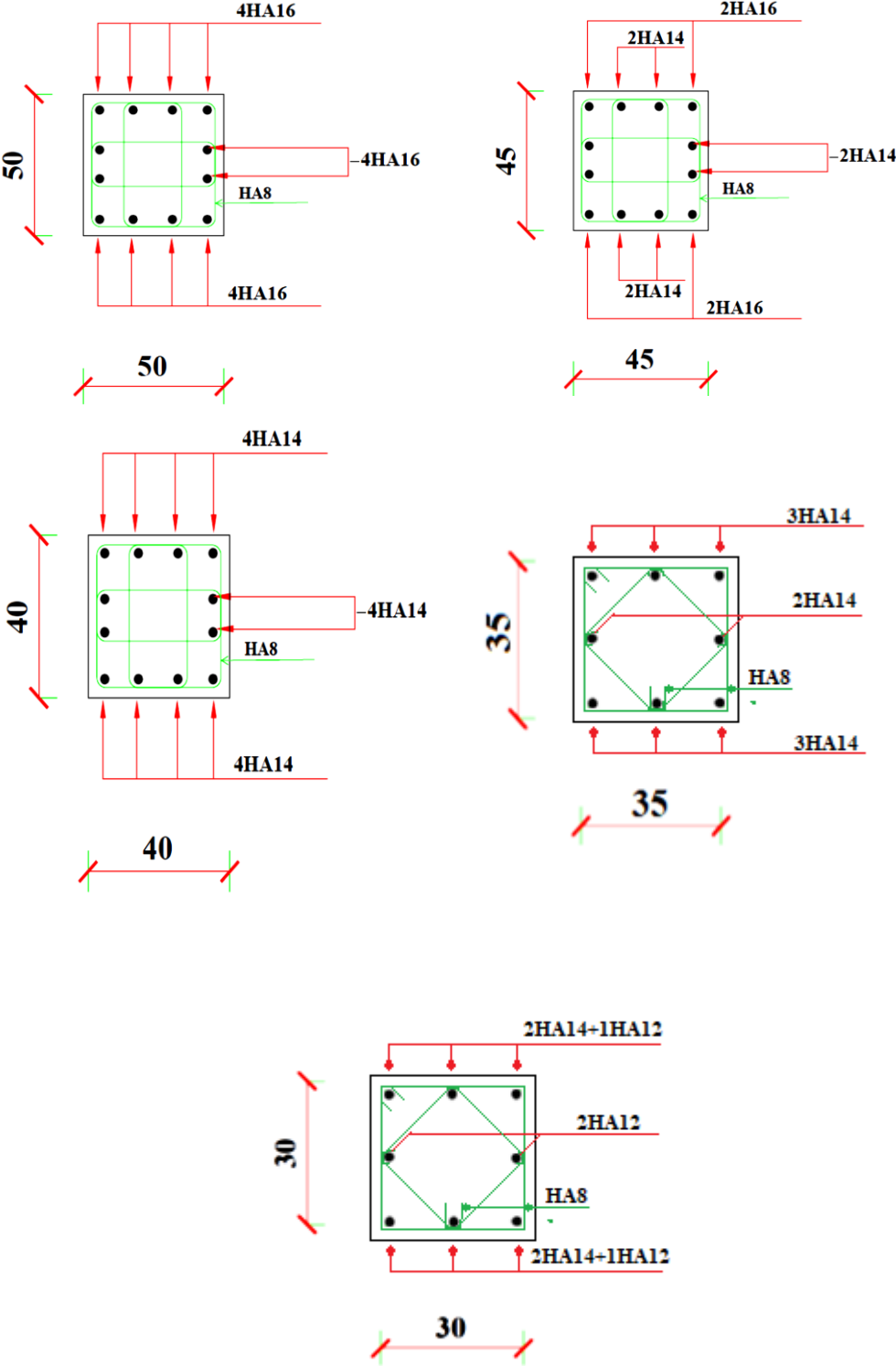


Figure VII.8. Croquis du ferrailage des poteaux

4. Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Le rôle des voiles est de reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et servir de cloisons de séparation entre les locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions et un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

4.1. Procédure de ferrailage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La Figure 52 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

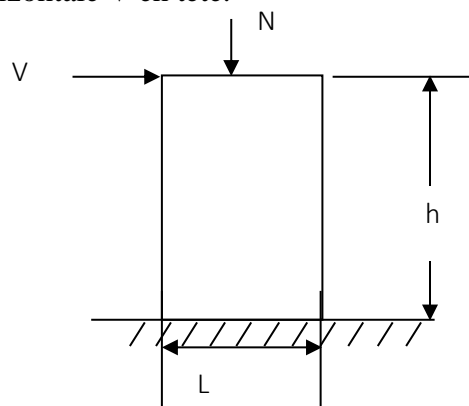


Figure VII.9. Schéma d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile, d'armatures verticales uniformément réparties, d'armatures horizontales uniformément réparties, parallèles aux faces du murs et d'armatures transversales (epingles) perpendiculaires aux parement du voile. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Pour le ferrailage des voiles, il est nécessaire de calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements, le BAEL 91 et le RPA 99 version 2003.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure. En effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite et permet l'adoption d'un bon ferrailage, bien sûr après une bonne interprétation des résultats obtenus.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, sachant que les contraintes maximales σ_{\max} et minimales σ_{\min} du voile sont déterminées à l'aide de M et N tirés à partir du fichier des résultats de Robot Structural Analysis Professionnal 2024. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrites ci-dessous.

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée (SEC)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$, la section du voile est entièrement comprimée et il n'existe pas de zone tendue. La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003.

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015.b.h$$

2^{ème} cas : Section Entièrement Tendue (SET)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$, la section du voile est entièrement tendue et par conséquent, il n'existe pas de zone comprimée. Le calcul des contraintes de traction permet de déterminer la section des armatures verticales $A = \frac{f_t}{f_e}$ qui est comparée à la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003 et ensuite ferrailer avec le cas le plus défavorable des deux.

3^{ème} cas : Section Partiellement Tendue (SPT)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min})$ sont de signe différents, la section du voile est partiellement tendue, donc le calcul est établi sur la base des contraintes de la zone tendue.

4.2. Recommandations pour les voiles selon le RPA 99 version 2003

Armatures verticales

Selon l'article 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003, elles sont disposées en deux nappes parallèles et le RPA 99 version 2003 exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton et le ferrailage est disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003, les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de

l'élément de mur limité par des ouvertures et les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Règles communes

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003, Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est de 0,15% globalement dans la section du voile et de 0,10 % en zone courante.

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes (1,5.a ; 30 cm) et les deux nappes doit être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile et les longueurs de recouvrement doivent être égale à 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe est possible et à 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espace ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile et si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement) et à chaque extrémité du voile (trumeau) l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

4.3. Ferrailage des voiles

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération selon le BAEL 91 et le RPA99 version2003 sont citées ci-dessous.

ELU : $1,35G + 1,5Q$; ELA : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$ et ELS : $G + Q$

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professional 2024 et selon les valeurs des éléments de réduction, les voiles ont été classés en 5 types (Figure 53) et les sollicitations maximales sont consignées dans le Tableau 44.

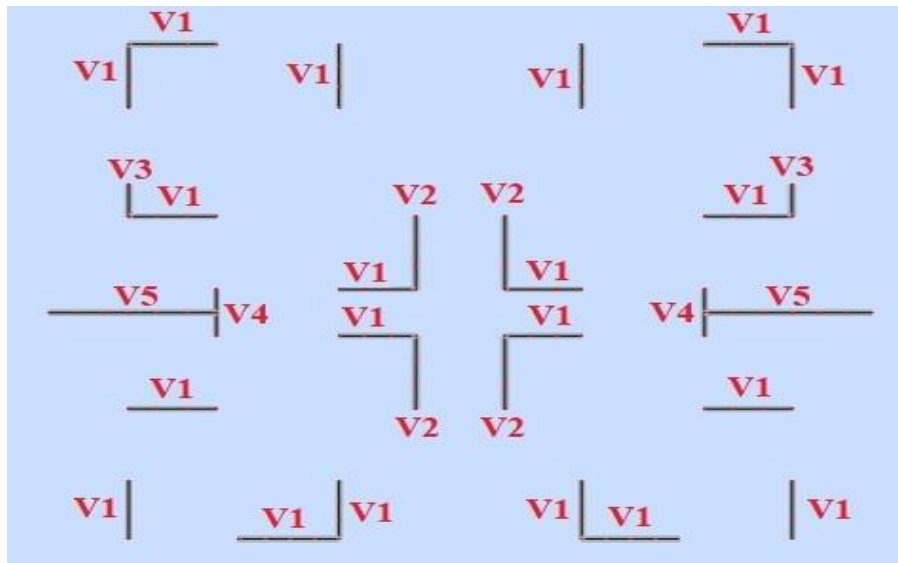


Figure VII.10. Typologie des voiles étudiés

Tableau VII.7. Efforts de réduction les plus défavorables agissant sur les voiles

Type de voile	Combinaisons	N [kN]	M [kN.m]	V [kN]
Voile 1	ELU	4325,09	-83,33	137,62
Voile 2	ELU	4095,06	233,58	249,59
Voile 3	G+Q+EX Min	2639,51	114,98	212,91
Voile 4	G+Q+EY Min	3072,17	107,18	43,92
Voile 5	G+Q+EY Min	7572,96	-395,63	263,13

Le ferrailage des voiles se fait à la flexion composée selon le schéma de la section de ferrailage de la Figure 53 et le Tableau 45 résume le ferrailage des voiles.

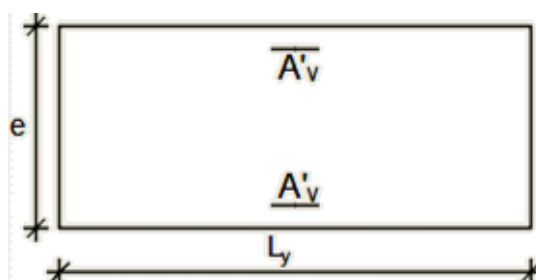


Figure VII.11. Section du ferrailage du voile

Tableau VII.8. Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinal

Type de voile	L (m)	Armatures principales		Espacement en zone d'about (cm)	Espacement en zone courante (cm)
		Ax	Ay		
V1	3.25	26HA12	20HA14	10	20
V2	3.45	26HA12	18HA14	10	20
V3	1.50	26HA12	4HA14	10	20
V4	2.20	26HA12	10HA14	10	20
V5	6.20	26HA12	40HA14	10	20

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Article 7.7.2 du RPA 99 version 2003). Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec la contrainte limite $\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$ et la contrainte de cisaillement $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1,4 \times V_{u \text{ cal}}}{b_0 d}$

Dans cette structure, le calcul des armatures horizontales a été régi directement par le pourcentage minimum du ferrailage du RPA 99 version 2003 et qui de l'ordre de 0,15% de la section du voile en zones critiques et de 0,10% de la section du voile en zone courante et le ferrailage transversal des voiles adopté est indiqué dans le Tableau 46 ci-dessous et le croquis du ferrailage des voiles est schématisé dans la Figure 54.

Tableau VII.9. Tableau récapitulatif du ferrailage transversal

Type de voile	L (m)	V (kN)	$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_{u \text{ cal}}}{b_0 d}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	A _{adopté} (cm ²) Cadre et étrier	Espacement (cm)
Voile 1	3.25	137,62	0,55	C.V	70 HA 8	20
Voile 2	3.45	249,59	1,0	C.V	63 HA 8	20
Voile 3	1.50	212,91	0,85	C.V	14 HA 8	20
Voile 4	2.20	43,92	0,18	C.V	35 HA 8	20
Voile 5	4.55	150,55	0,60	C.V	98 HA 8	20

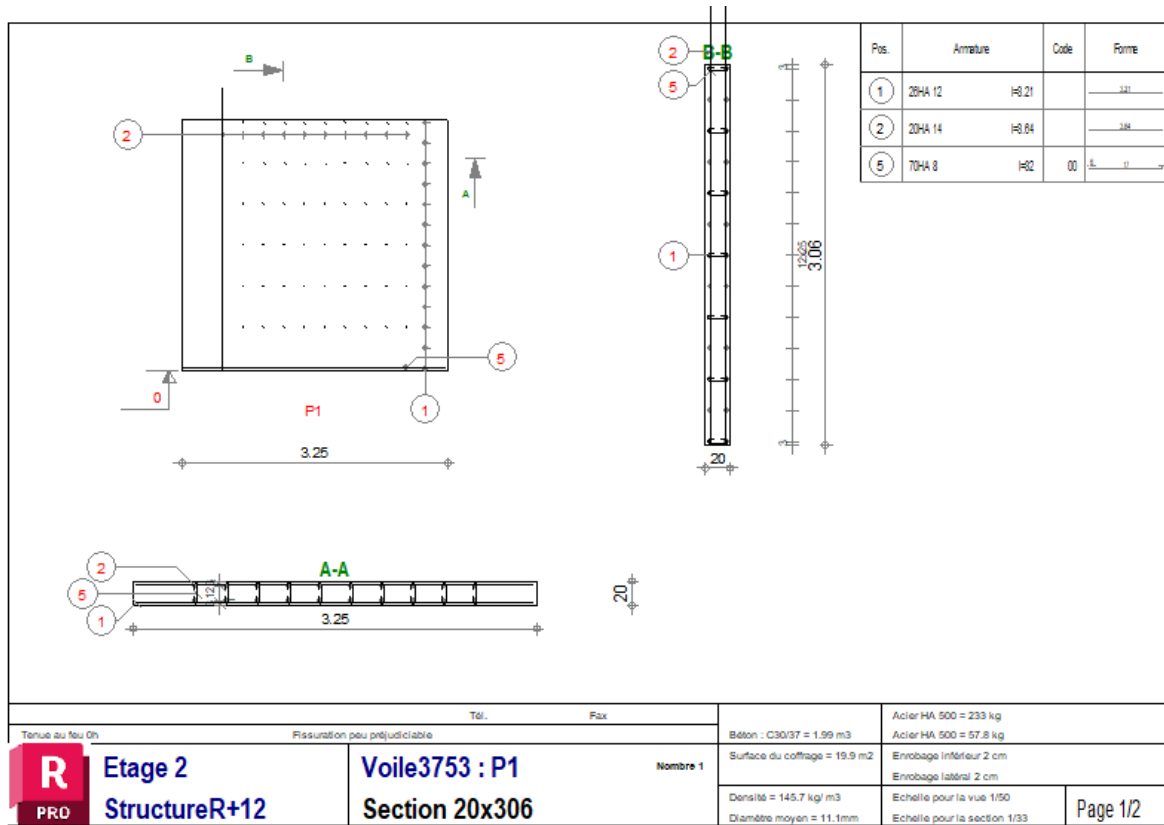


Figure VII.12. Croquis 1 du ferrailage des voiles

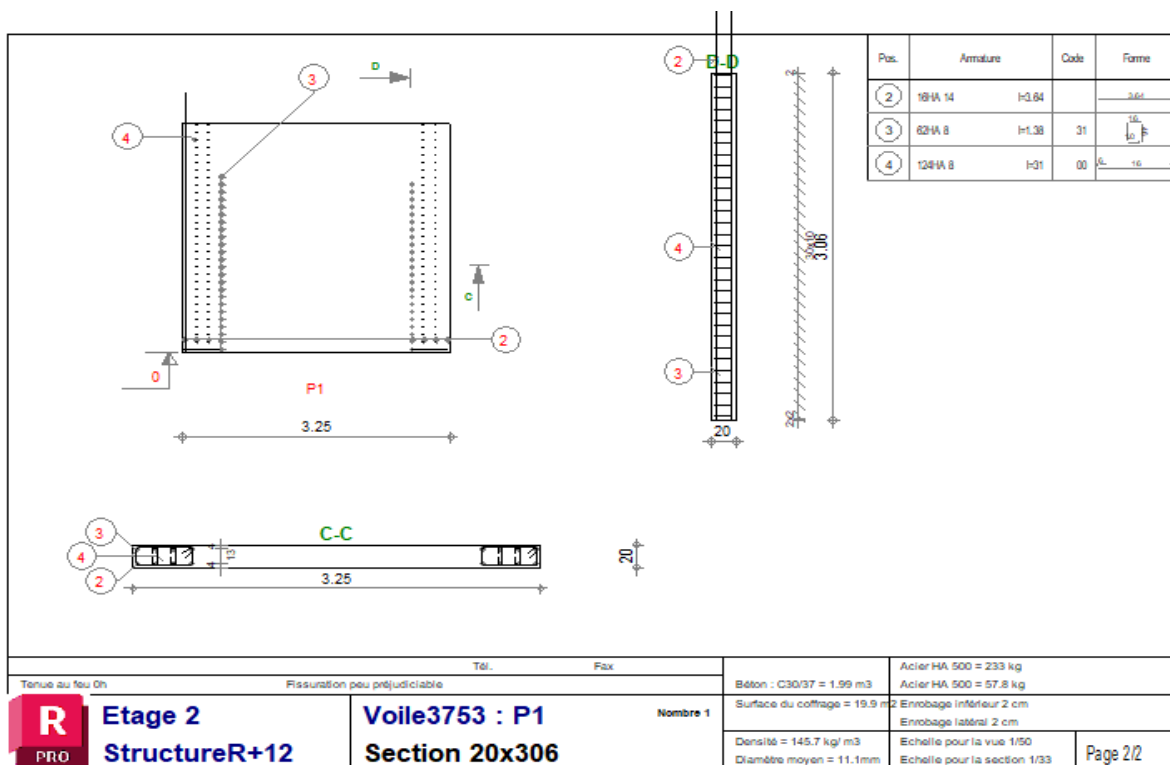


Figure VII.13. Croquis 2 du ferrailage des voiles

4.4. Exemple de calcul du ferrailage d'un voile

Les caractéristiques géométriques du voile :

$$A = 0,65m^2$$

$$I = 0,57m^4$$

$$V = 1,63m$$

1^{ere} cas :

$$N_{max} = 4325,09kN \text{ et } M_{cor} = -83,33 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = 4750,88 \text{ kN/m}^2 \text{ et } \sigma_2 = 2179,91 \text{ KN/m}^2 \text{ Section entièrement comprimée}$$

b. Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0,15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{min} = 0,15\% .a.1m$$

$$A_{min} = 0,15\% .20.100 = 3,00 \text{ cm}^2/ml$$

• **Le diamètre $D \leq 1.a / 10$ (mm) $D \leq (1.200/10)$**

$$D \leq 20mm$$

On adopte : $D = 12mm$

• **L'espacement**

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min(2.a, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(40 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33cm \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min(1,5 \text{ cm } a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : $St \leq \min(St_{BAEL} ; St_{RPA 99})$

$$St \leq 30cm$$

La section des armatures verticales (en deux nappes)

Soit $5T12 \text{ p.ml} = 5.65cm^2/ml$ avec un espacement de 20 cm.

c. Calcul des armatures horizontales.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales

(En deux nappes) soit $5 T 12p.m. = 5,65 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement de 20 cm.

d. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins ; on prend donc 4 Ø6 par m².

Vérification de la résistance des voiles au cisaillement

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 \times V_{u \text{ cal}}}{b_0 d} = 0,71 \text{ kN/m}^2 < \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ kN/m}^2$$

Chapitre VIII : Etude des fondations

1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque par leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou le cas d'un radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux). Le rapport de sol du projet montre que la contrainte admissible de sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$.

2. Choix du type de fondation

Le système de fondation est constitué d'un radier dalle, d'après la vérification suivant :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} \geq 50 \%$$

On a :

$$N = 89416,60 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 3,0 \text{ bars}$$

$$S_{\text{batiment}} = 489,25 \text{ m}^2$$

$$\frac{N}{S_{\text{semelles}}} \leq \sigma_{\text{adm}} \Rightarrow \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} \leq S_{\text{semelles}} \Rightarrow \frac{89416,60 \times 10^{-2}}{3} = 298,06 \text{ m}^2 \leq S_{\text{semelles}}$$

Alors :

$$S_{\text{semelles}} = 298,06 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{298,06}{489,25} = 0,61 = 61\% > 50\%$$

le model de calcul est « Coque » avec la méthode des éléments finis implémenté dans le logiciel Robot structural analysis.

Le radier est calculé comme une dalle pleine renversée appuyé sur un sol élastique, le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction vertical $K_z=20 \text{ Kg/cm}^3$ (valeur donnée par le rapport géotechnique).

Pour les fondations communes a plusieurs élément vertueux (longrines de fondation semelle filantes ; radiers etc.

Les combinaison d'actions suivante est utilisée :

➤ **Situation durable et transitoire :**

$$1.35G + 1.5Q \rightarrow ELU$$

$$G + Q \rightarrow ELS$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$\left. \begin{matrix} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{matrix} \right\} \text{ [RPA99(V2003) /10.1.4.1]}$$

3. Prédimensionnement du radier

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures de 50 cm de chaque côté. Ce radier est constitué par une dalle d'épaisseur constante.

L'épaisseur du radier est calculée en respectant plusieurs conditions citées ci-dessous.

Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux L=6.30 m.

L= 5,15m => 64,375cm ≤ h ≤ 103cm (On prend h = 100cm)

Condition de rigidité

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}$$

Avec

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles. L_{max} = 5,15m

E : Module d'élasticité du béton armé. E = 21.10³ MPa

K : Coefficient de raideur du sol. K= 20000 KN/m³

h_r ≥ 3,20 m

On prend h = 100cm => Radier Souple.

Tableau VIII.1. Donnés relatives aux matériaux

<i>Données du béton</i>		<i>Données du sol</i>	
f _{c28} [MPa]	30	<i>Contrainte du sol</i> <i>(Kg/cm²)</i>	3,0
f _e [MPa]	500		
Densité du béton KN/m ³	25		

4. Vérification des contraintes dans le sol

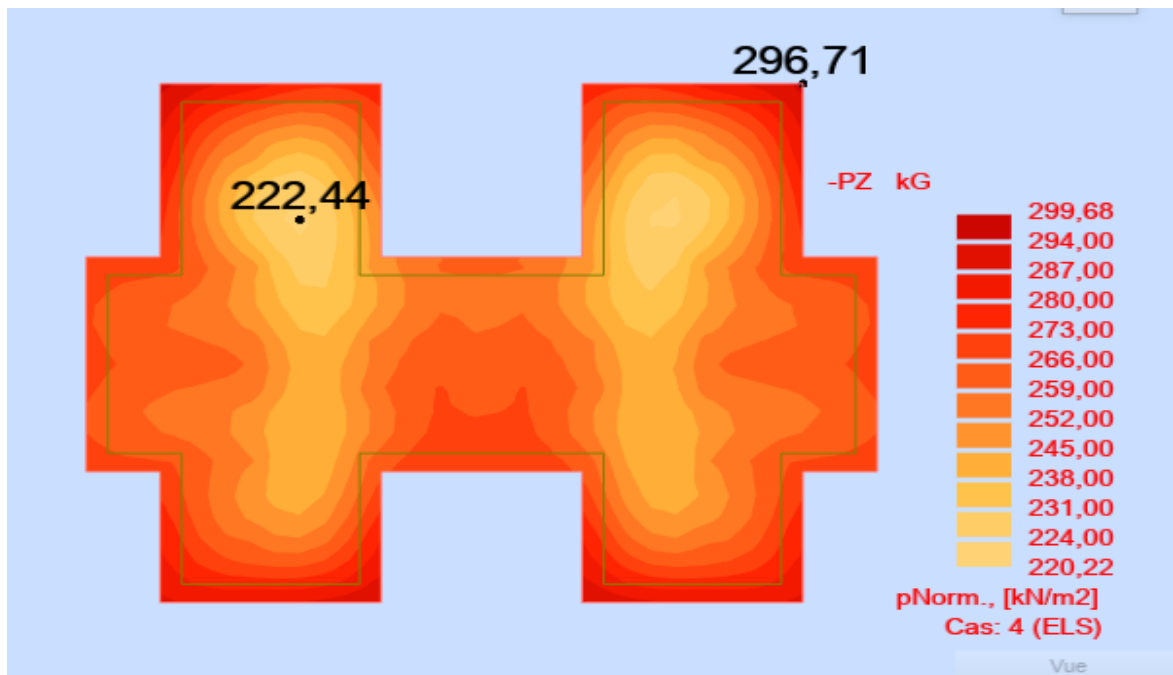


Figure VIII.1. Distribution des contraintes à l'ELS

$$\sigma_{\max} = 2,96 \text{ Bar}$$

⇒ 2,96 Bar < 3,0Bar => Condition vérifiée

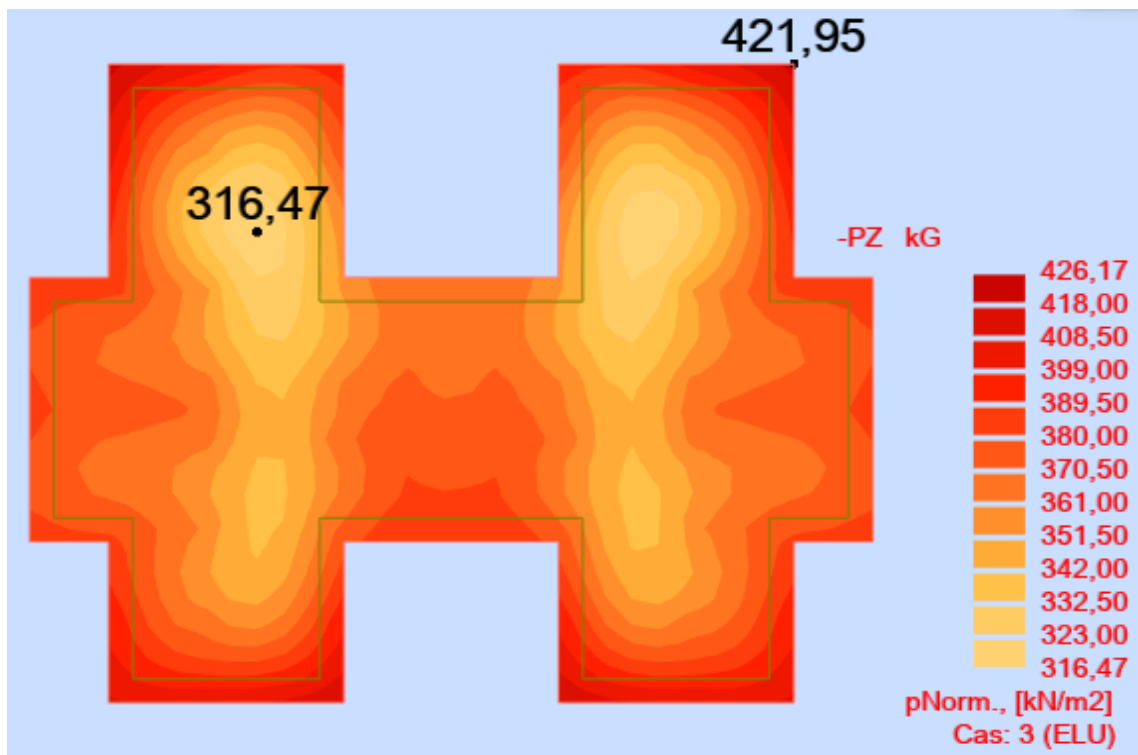


Figure VIII.2. Distribution des contraintes à l'ELU

$$\sigma_{\max} = 4,22 \text{ Bar}$$

⇒ 4,22 Bar ≤ 3,0x1,5 = 4,5Bar => Condition vérifiée

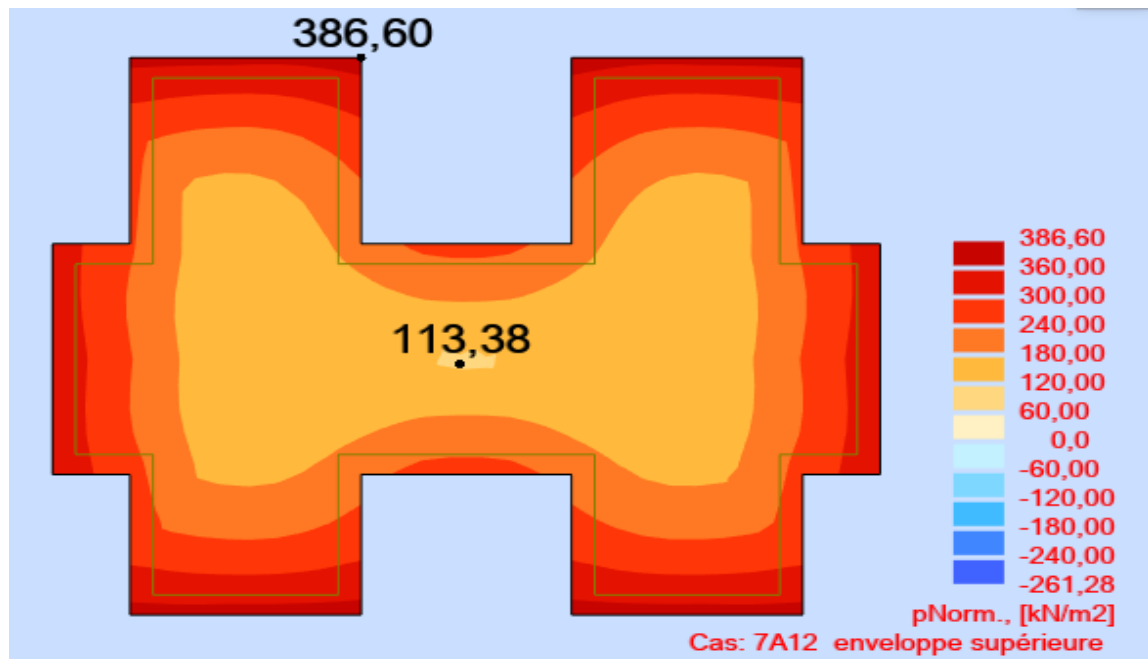


Figure VIII.3. Distribution des contraintes à l'ELA

$$\sigma_{\max} = 3,87 \text{ Bar}$$

$$\Rightarrow 3,87 \text{ Bar} \leq 3,0 \times 1,5 = 4,5 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les combinaisons des actions sismiques à prendre en considération selon le RPA99 version 2003 sont citées ci-dessous.

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{array} \right\}$$

5. Vérification au non poinçonnement du radier

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \times (a+h) + 2 \times (b+h)$$

P_u : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h : hauteur de la dalle du radier

Tableau VIII.2. Impacte do poteau le plus sollicité sur la dalle du radier

Poteaux du centre (0,50m x 0,50m)	
P_U	273,789 t
A	0.50 m
B	0,50 m
H	1,0 m
U_C	5,0 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	450 t
Vérification : $P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition vérifiée

6. Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2]

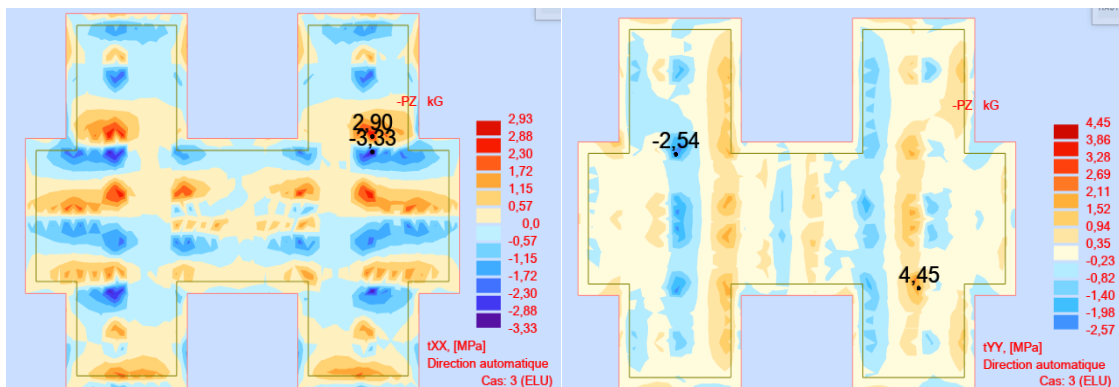


Figure VIII.4. Distribution de la contrainte de cisaillement sens XX et sens YY

Tableau VIII.3. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Contrainte de cisaillement τ_u [MPa]	Vérification $\tau_u < 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,75\text{MPa}$
Radier	$\frac{V_u}{b \times d} = 2,90\text{Mpa}$	Condition non vérifiée donc il faut calculer les armatures d'effort tranchant

N.B : Les armatures transversales qu'il fallait ajoute ; ce n'est pas pour tous le radier juste pour les zones sous poteaux et voiles.

La nouvelle vérification des contraintes de cisaillement d'après on ajout des armatures d'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bo \times d} = 2,90 \text{ MPa} < 0,15 \times \frac{fc28}{\gamma b} = 3,75 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Armature d'effort tranchant

Art 5.1.23 etat limite ultime des armatures d'ame la justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'ame s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment. Par la relation :

$$\frac{At}{bo \times st} \geq \gamma s (\tau_u - 0,3 \times \frac{0,3 \times ft28}{0,9 \times fe})$$

Pour quelle la condition vérifiée nous prend :

At = 3,14 cm² (2 cadre de diamètre 10 mm avec un espacement St = 8cm).

1. Cartographie et ferrailage du radier

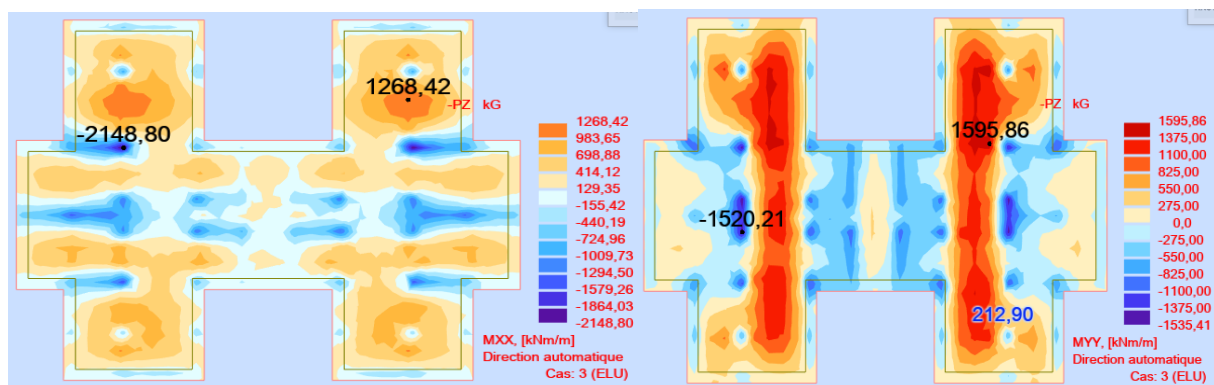


Figure VIII.5. Cartographie des moments fléchissant a l'ELU

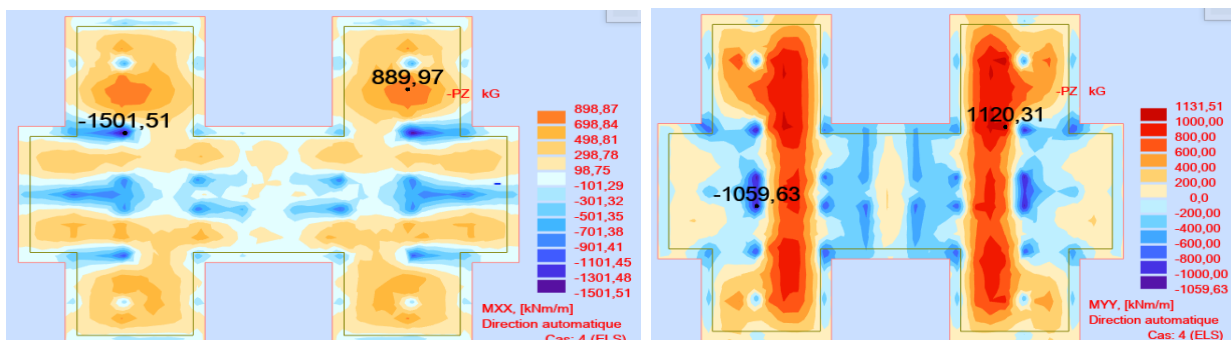


Figure VIII.6. Cartographie des moments fléchissant a l'ELS

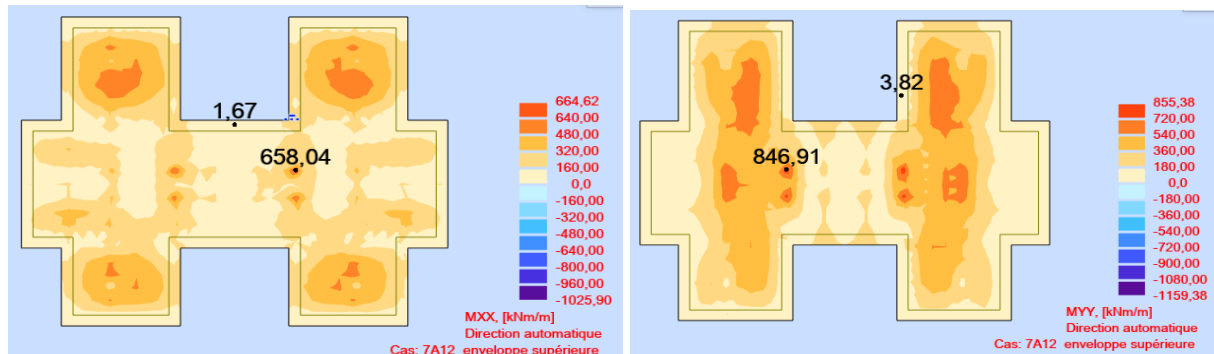


Figure VIII.7. Cartographie des moments fléchissant a l'ELA

Tableau VIII.4. Récapitulatif des moments Mxx [KN.m/m]

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-2148.80	1268.42	-1501.51	889.97	-1025.90	658.04

Tableau VIII.5. Récapitulatif des moments Myy [KN.m/m]

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-1520.21	1595.86	-1059.63	1120.31	-1159.38	846.91

Calcul de Section d'Armature en Travée (Nappe supérieure)

Armature théorique

37.70 cm²/m

Choix des armatures :

T20 e=15cm Filantes + T20 e=15cm de renforcement = 43,98cm²/m.

Calcul de Section d'Armature en Appuis (Nappe Inférieure)

Armature théorique

26,66cm²/m

Choix des armatures :

T16 e=15cm Filantes + T16 e=15cm de renforcement = 28,15cm²/m.

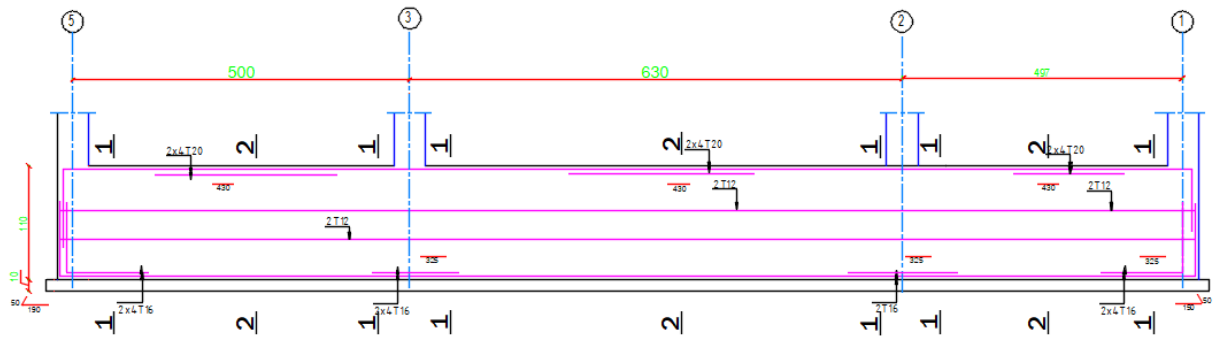


Figure VIII.8. Ferrailage coupe longitudinale de radier

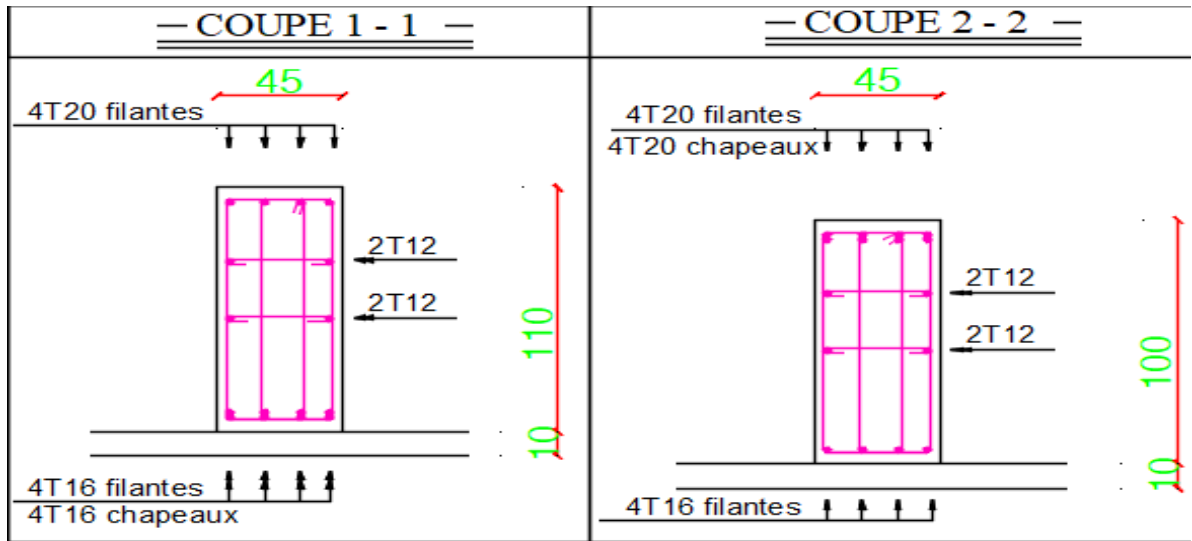


Figure VIII.9. Ferrailage coupe transversale

2. Conclusion

L'étude de l'infrastructure en béton armé constitue une étape fondamentale dans la conception et la réalisation d'un ouvrage durable et sécurisé. Elle permet de définir avec précision les dimensions, les matériaux et les méthodes de mise en œuvre les plus adaptées aux contraintes techniques et environnementales du projet. À travers l'analyse des sollicitations, des charges permanentes et variables, ainsi que des caractéristiques du sol, cette étude vise à garantir la stabilité, la résistance et la longévité de la structure.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous avons eu une idée générale, sur les parties étudiées, et nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul ROBOT et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions.

Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économique et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumis à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

Cette étude nous a été bénéfique dans le sens où nous avons un peu touché à tout et acquiers des qualités et connaissances qui nous seront utiles pour notre future vie professionnelle.

Références bibliographique

Cours :

- Béton armé.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation **DTR.B.C.2.2**.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Mostaganem.

Logiciels et programmes :

- **AUTOCAD 2024** (Dessin).
- **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2024**(Analyse des structures).
- **WORD 2016**.
- **EXCEL 2016**.
- **RDM6** (Calcul des structures par la méthode des éléments finis).
- **ROBOT EXPERT B.A 2010** (Calcul de ferrailage).

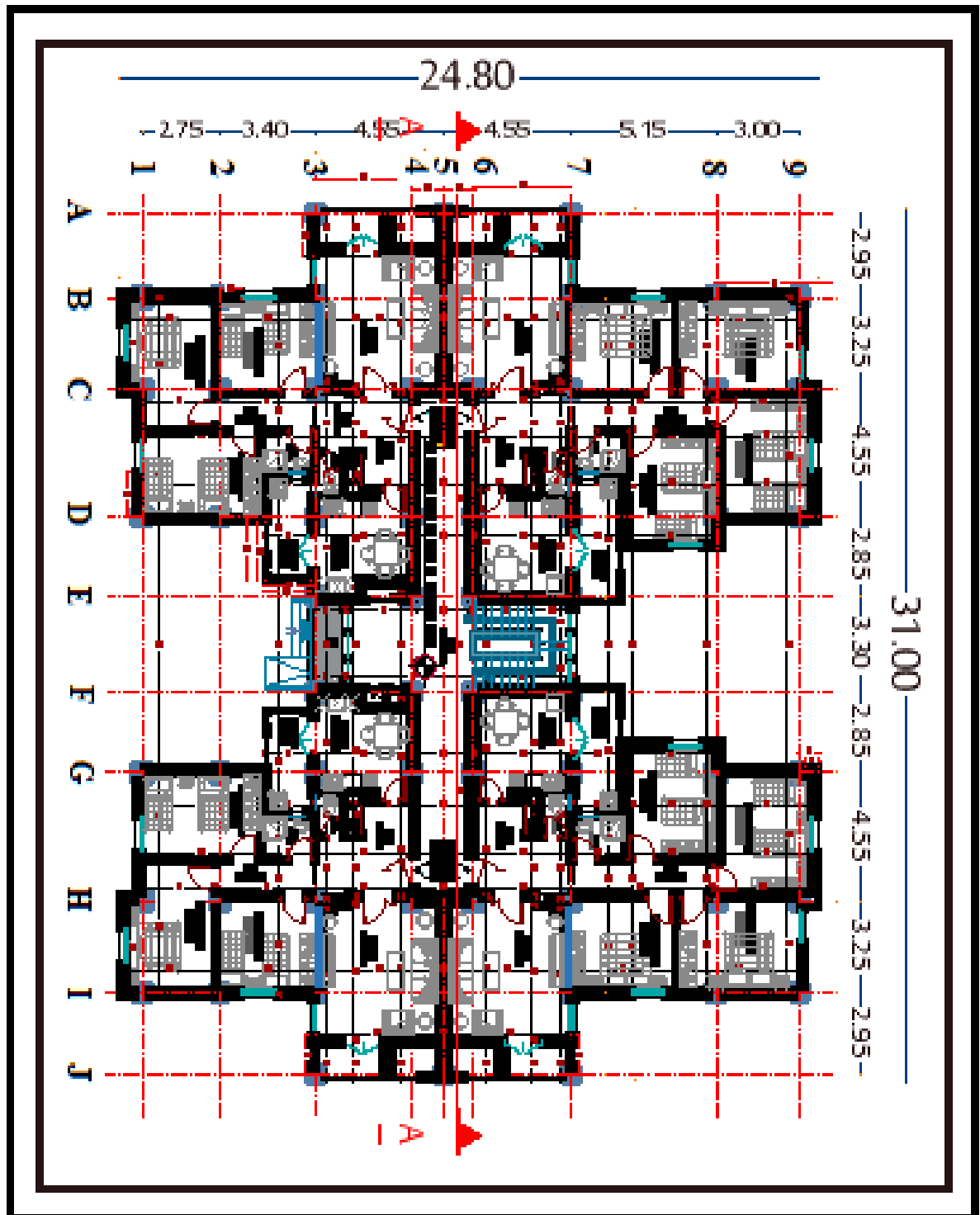
Annexes

Annexe N° 01

Tableaux des sections de ferrailage (cm²)

	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	37,7
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	7,7	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,7	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	74,4
7	1,37	1,98	3,52	5,5	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,3	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,1	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	49,04	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,7	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,7	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,1	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,2	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,38	98,17	160,85	251,33

Annexe N° 02



VUE PLAN ETAGE COURANT échelle: 1/100

Plan d'étage courant (Habitation)