REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Etude d'un bâtiment à usage administratif en sous-sol + RDC + 5 étages

---

Présenté par

ABDELLATIF Mohamed ouali

BENGHERBIA Rafik

Proposé et Dirigé par

Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion Juin 2021

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promoteur : Pr. BOUKENDAKDJI Otmane de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

On remercie Mr. OULDTurki Benaissa, de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

On remercie Mr. RABHALLAH Oussama, de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicaces

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A l’homme, mon précieux offre d’ALLAH, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect :

mon cher père.

A la femme qui a souffert sans me laisse souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse:

mon adorable mère.

A mes chères sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.

A mon chers frère pour leur appui et leur encouragement. Qu’ALLAH le protège et l’offre le bonheur et la réussite.

Je remercie mon ami ***BENGHERBIA Rafik*** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

A toutes mes amis et collègues

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment

Mohamed Ouali .

Dédicaces

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A l’homme, mon précieux offre d’ALLAH, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect :

mon cher père.

A la femme qui a souffert sans me laisse souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse:

mon adorable mère.

A ma chère sœurs pour leur encouragement permanent , et leur soutien moral.

A mon cher frère pour leur appui et leur encouragement. Qu’ALLAH le protège et l’offre le bonheur et la réussite.

Je remercie mon ami ***ABDELATIF Mohamed Ouali*** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

A toutes mes amis et collègues

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment

BENGHERBIA Rafik .

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض+طابق أرضي +خمسة طوابق) ذات استعمال إداري و المقرر بناءها في ولاية الجزائر (بلدية دار البيضاء) المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99version 2003).

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج«SAP2000 23.1.0».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية : الهياكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس , الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage administratif (une polyclinique) en sous-sol + RDC + 5 étages, qui sera implanté à la willaya d'Alger (commune dar el Beida), classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système des portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basé sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V23.1.0 »

En dernier lieu, nous avons étudié l'infra structure en calculant les fondations.

Mots clés: structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one basements + ground floor + 5floors), of administrative use. It will be built in the province of Algiers (municipality of dar el Beida), which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards:

-RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method, which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V23.1.0»

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Keys words: structure; reinforcement ; reinforced concrete; foundation; seismic study.

-INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction 2
I.2. Présentation de l'ouvrage 2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 2
I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment 2
I.3.1.1. Dimensions en élévation du bâtiment 2
I.4. Conception parasismique 2
I.4.1. Classification de la zone [1] 2
I.4.2. Classification du sol [1] 2
I.4.3. Classification de l'ouvrage 3
I.4.3.1. Selon leur importance [1] 3
I.4.3.2. Selon leur configuration 3
I.4.3.2.1. Régularité en plan [1] 3
I.4.3.2.2. Régularité en élévation [1] 3
I.4.3.3. Classification du système de contreventement [1] 3
I.5. Eléments de l'ouvrage 3
I.5.1. Planchers 3
I.5.2. Maçonnerie 4
I.5.3. L'acrotère 4
I.5.4. Les escaliers 4
I.5.5. Les Ascenseurs 4
I.5.6. Infrastructure 4
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux 4
I.6.1. Le béton [2] 4
I.6.2. Aciers [2] 4
I.6.2.1. Types d'aciers 4

Chapitre 2 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction 6
II.2. Pré dimensionnement des planchers 6
II .2.1 Planchers à corps creux [2] 6
II.2.2. Planchers dalles pleines [2] 7
II.3. Pré dimensionnement des poutres 7
Ⅱ.4. Evaluation des charges 9
II.4.1. Charges permanentes [3] 9
Murs intérieurs (simple cloison) [3] 9
b) Murs extérieurs (double-cloison) [3] 9
II.4.1.2. Plancher corps creux [3] 10
a)Plancher terrasse [3] 10
b)Plancher étage courant[3] 11
II .4.1.3. Plancher dalle pleine [3] 11
b)Plancher étage courant [3] 12
Ⅱ.5. Pré dimensionnement des poteaux 12
II.5.1 Les dimensions des poteaux [2] 12
II.5.2. Etapes de pré dimensionnement [2] 13
II.5.3.Choix du poteau le plus sollicité 14
Ⅱ.5.3.1.Calcul de la capacité portante N 15
II.5.3.1.2.Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation 15
II.5.3.1.3.Vérification de l'effort normal ultime 16
II.5.3.1.2.Vérification des dimensions selon RPA99version2003 [3] 17
II.6.Pré dimensionnement des voiles 17

Chapitre 3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III 1. Introduction 19

III.2. L'acrotère 19

III.2.1. Détermination des efforts 19

III.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU 20

III.2.3. Vérification des contraintes normales à L 'ELS [2] 20

III.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU [2] 20

III.3. Plancher à corps creux 21

III.3.1. La dalle de compression [2] 21

III.3.2. Les poutrelles 22

III.3.2.1. Avant coulage 23

III.3.2.1.1. Evaluation des charges 23

III.3.2.2. Après coulage 23

III.3.2.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU 23

III.3.2.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU 26

III.3.2.2.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2] 26

III.3.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2] 27

III.3.2.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS [2] 27

III.4. Dalle pleine 27

III.4.1. Calcul de ferraillage à l'ELU 27

III.4.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS [2] 28

III.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2] 28

III.4.4. Vérification de la flèche à L'ELS [2] 28

III.5. Dalle machine 29

III.5.1. Introduction 29

III.5.2. Pré dimensionnement de la dalle 29

III.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation : 29

III.5.4. Calcul de ferraillage à L'ELU 30

III.5.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2] 30

III.5.6. Vérification de la flèche à L'ELS [2] 30

III.5.7. Vérification Poinçonnement [2] 31

III.6. Les escaliers 31

III.6.1. Dimensionnement 31

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges [3] 32

III.6.2.1. Charges permanentes [3] 32

III.6.2.2. Charges d'exploitation [3] 32
III.6.3. Détermination des efforts 33
III.6.4. Calcul de ferraillage à l'ELU 34
III.6.4.1. Armatures longitudinales 34
III.6.4.2. Armatures de répartition 34
III.6.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2] 34
III.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2] 35
III.6.7. Vérification de la flèche à l'ELS [2] 35
III.6.8. Poutre palière (console) 35
III.6.8.1. Pré dimensionnement 35
III.6.8.2. Evaluation des charges 36
III.6.8.3. Calcul de ferraillage L'ELU 36
III.6.8.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2] 37
III.6.8.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU [2] 37
III.6.8.6. Vérification de la flèche à L'ELS [2] 37

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction 39
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure 39
IV.2.1. Centre de masse 39
IV.2.2. Centre de torsion 39
IV.2.2.1. Excentricité théorique 40
IV.2.2.2. Excentricité accidentelle 40
IV.3. Modélisation de la structure 41
IV.3.1. Introduction 41
IV.3.2. Modélisation 41
IV.3.3. Analyse de notre structure 41
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité 42
IV.3.3.2. Excentricité 43
IV.4. Choix de la méthode de calcul 44
IV.4.1. Introduction 44
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 45
IV.4.2.1. Principe de la méthode 45
IV.4.2.2. Modélisation 45
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 45
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 47

IV.4.3.1. Analyse modale 48
IV.4.3.1.1. Comportement modal 48
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 48
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 49
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure 49
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »). 49
b) Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »). 49
c) Vérification de la stabilité au renversement 51
d) Vérification du déplacement en tête 52
e) Vérification des déplacements inter-étage : (RPA2003 « Art 4.4.3 »). 52
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments 53
a) Vérification de cisaillement des éléments. 53
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 57
c) Vérification de l'effet P-Δ 58
IV.5. Conclusion 59

Chapitre 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction 60
V.2. Ferraillage des poutres 60
V.2.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC 60
V.2.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2] 61
V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ACC [2] 62
V.2.4. Vérification de la flèche à L'ELS [2] 62
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres 63
V.2.6. Etude thermique 65
V.2.6.1. Introduction 65
V.2.6.2. La procédure de calcul selon le CBA 93 65
V.2.6.3. Calcul de ferraillages 65
V.2.6.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2] 66
V.2.6.5. Vérification de cisaillement à l'ELU [2] 66
V.2.6.6. Vérification de la flèche à l'ELS [2] 66
V.3. Ferraillage des poteaux 67
V.3.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC 67
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 67
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 67
V.3.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2] 68

V.3.3. Armatures transversales **68**
V.4. Ferraillage des voiles **70**
V.4.1. Ferraillage des trumeaux **70**
V.4.1.1. Calcul des armatures verticales **70**
V.4.1.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS [2] **72**
V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC [1] **72**
V.4.1.2. Calcul des armatures horizontales **72**
V.4.1.3. Armatures d'attache **73**
V.4.2. Ferraillage des linteaux **73**
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0.06 fc28$) **74**
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux **74**
V.4.2.1.2. Aciers transversaux **74**
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau b > 0.06.fc28$) **75**
a) Aciers diagonales **75**
b) Armatures longitudinales **75**
c) Armatures transversales **75**
d) Armatures de peau **75**

Chapitre 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction **77**
VI.2. Connaissance du site et du sol **77**
VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle **77**
VI.4. Les efforts normaux à base de la structure **78**
VI.5. Calcul des semelles isolées **79**
VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées **79**
VI.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles **79**
VI.6. Calcul des semelles filantes **81**
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes **81**
VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement [1] **82**
VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante **82**
VI.6.4. Ferraillage des semelles filantes **82**
VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux **82**
VI.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile **83**
VI.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage **84**
VI.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage [2] **84**
VI.6.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU [2] **84**

VI.6.8. Ferraillage Poutre de libage..... 85
VI.6.8.1. Armature calculée en travée et en appuis..... 85
VI.6.8.2. Armatures choisis en travées et en appui 85
Vérification 86
VI.6.8.3. Vérification des contraintes normales a L'ELS [2] 86
VI.6.8.4. Armature transversales..... 86
VI.6.8.5. Vérification de la flèche a L'ELS [2]..... 86
VI.6.8.6. Armatures de peau [2]..... 87
VI.7. Ferraillage des voiles périphériques 88
VI.7.1. Calcul de la poussée des terres 88
VI.7.2. Calcul de ferraillage a l'ELU..... 89
VI.7.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]..... 89
VI.7.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU[2]..... 89

CONCLUSION GENERALE

-CONCLUSION GENERALE..... 90

Liste des figures

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux. 6
Figure II.2 : Position des poteaux plus sollicités 14
Figure II.3 : Règles de pré dimensionnement des voiles.. 18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Acrotère (dimensions et charges exercées). 19
Figure III.2 : Dessin de ferraillage de l'acrotère. 21
Figure III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression. 22
Figure III.4 : Types des poutrelles 24
Figure III.5 : Schéma statique équivalent de poutrelles 24
Figure III.6 : Diagramme des moments à l'ELU. 25
Figure III.7 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU. 25
Figure III.8 : Diagramme des moments à l'ELS 26
Figure III.9 : Section de calcul. 27
Figure III.10 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU. 33
Figure III.11 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS. 33
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU. 33
Figure III.13 : Détail de ferraillage poutre palier (consol). 37
Figure III.14 : Détail de ferraillage d'escalier.. 38

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1 : Disposition des voiles (vue en plan et 3D). 42
Figure IV.2 : Centre de masse et centre de rigidité. 44
Figure IV .3 : Dispositions des voiles. 55

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

Figure V.1 : ferraillage des poutres principales suivant X. 64
Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales suivant Y 64
Figure V.3 : Ferraillage des poutres nervure 64
Figure V.4 : Ferraillage des chaînages.. 64
Figure V.5 : Ferrailage des poteaux. 69
Figure V.6 : Types des voiles a ferraillé. 70
Figure V.7 : Ferraillage voile (trimeaux, linteaux). 76

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI. 1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 78
Figure VI. 2 : Semelle isolée. 79
Figure VI. 3 : Les bulles de pression sous la semelle. 80
Figure VI. 4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux 81
Figure VI. 5 : Semelle filantes sous voiles. 81
Figure VI. 6 : Ferraillage des semelles 87
Figure VI. 7 : Vue en 3D 88

Notations

Majuscules romaines

A_{s1} : Section d'acier tendu.

A_{s2} : Section d'acier comprimé.

A_{max} , A_{min} : Section d'acier maximale et minimale.

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

R_{AG} : Réaction d'escalier du charge G

R_{AQ}: Réaction d'escalier du charge Q

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

Ed,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

INTRODUCTION GENERALE

L’étude des structures de bâtiment est une étape clef et un passage obligé dans l’acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d’étude, nous avons procédé à l’étude de la structure porteuse d’un bâtiment situé à Willaya d'Alger (commune dar el Beida).

Le bloc en question est à usage administratif constitué de soussol + un rez-de-chaussée (RDC) + cinq étages.

L’étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre comporte une présentation de l’ouvrage et ces dimensions.
- ✓ Le deuxième chapitre traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- ✓ Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- ✓ Le quatrième chapitre est axé sur l’analyse dynamique de la structure par la méthode spectralemoyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V23.1.0 ».en présente d’abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- ✓ Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles).Ce dernier fait l’objectif du cinquième chapitre.
- ✓ Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur.

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. À cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet d'étude est un calcul d'un bâtiment en béton armé (R+5+sous-sol) à usage administratif qui sera implanté à la wilaya d'Alger (commune dar el Beida). C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA99version2003 [1].

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 [2], le règlement parasismiques algérien RPA99version2003 [1] et le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation DTR B.C. 2.2.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment : 44,85 m.
- Largeur totale du bâtiment : 35,55 m.

I.3.1.1. Dimensions en élévation du bâtiment

- Hauteur de sous-sol:2,72 m.
- Hauteur du RDC et Etages courants : 3,74 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 25,16 m.

I.4. Conception parasismique

I.4.1. Classification de la zone [1]

L'implantation du bâtiment sera faite dans une zone de sismicité élevée (zone III).

I.4.2. Classification du sol [1]

Selon le rapport du sol, le site est considéré comme un site meuble (catégorie S3).

I.4.3. Classification de l'ouvrage

I.4.3.1. Selon leur importance [1]

Le bâtiment appartient au *(groupe 1B: grande importance)*, Selon le RPA99version2003:3.2.-CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR IMPORTANCE.

Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.

I.4.3.2. Selon leur configuration

I.4.3.2.1. Régularité en plan [1]

Le bâtiment est dissymétrique dans les deux directions (irrégularité en plan).

I.4.3.2.2. Régularité en élévation [1]

Le bâtiment est régulier en élévation.

I.4.3.3. Classification du système de contreventement [1]

La structure dépasse les *(8 mètres)* en hauteur et sera implantée en *(zone III)*. Le contreventement par des portiques est donc écarté et le choix va se porter sur :

- ✓ Système mixte portiques/voiles avec interaction.
- ✓ Système de portiques contreventés par des voiles.

I.5. Eléments de l'ouvrage

I.5.1. Planchers

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi les transmettent aux éléments verticaux de la structure.

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.5.2. Maçonnerie

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse.

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de10 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.
- Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

I.5.3. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.5.4. Les escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à trois volets.

I.5.5. Les Ascenseurs

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et sa machinerie.

I.5.6. Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des charges apportées par la structure au bon sol.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93) et le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation DTR B.C. 2.2».

I.6.1. Le béton [2]

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII 42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à un minimum de $f_{c28} = 25\ MPa$.

I.6.2. Aciers [2]

I.6.2.1. Types d'aciers

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

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

Type d'acier	**Nuances**	**Limite d'élasticité(MPa)**	**Utilisations**
Ronds Lisses	FeE235	235	Armatures transversales
Acier HA	F_eE400	400	Armatures longitudinales
Treillis soudés	TLE 520	520	Dalle de Compression

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions prévisionnelles des éléments de l'ossature tels que les planchers les dalles pleines, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II .2.1 Planchers à corps creux [2]

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher, et elle est calculée à l'aide des deux formules suivantes:

$$\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{25}} \leq \mathbf{ht} \leq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{20}}$$

Dans notre projet les travées sont longues donc on adopte une solution de créer des poutres intermédiaires à mi-travée.

Pour notre projet: L=415cm (la plus longue portée mesurée à nu d'appuis).

$$\frac{415}{25} \leq \text{ht} \leq \frac{415}{20} \Rightarrow \ 16.60\text{cm} \leq \text{ht} \leq \ 20.75\text{cm}$$

$$\text{ht} \geq \frac{415}{22.5} = 18.44$$

On adopte: ht=20cm.

h_t= d + e ⇒h_t=16+4cm.

Avec: d : l'épaisseur du corps creux ; e : l'épaisseur de la dalle de compression.

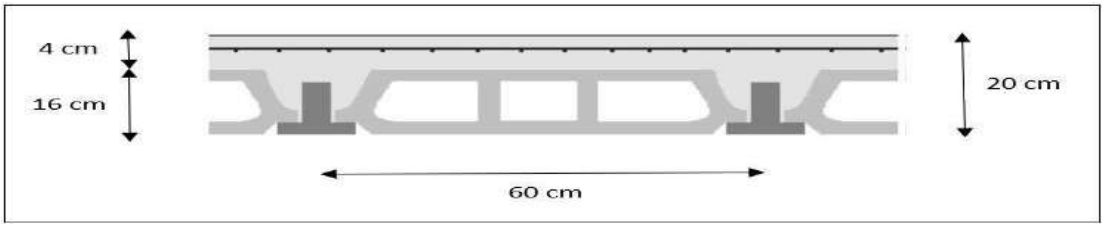


Figure II.1 : Coupe du planchers à corps creux

II.2.2. Planchers dalles pleines [2]

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle.

Critère de résistance

Pour le cas de notre structure, on a:

- Dalle reposant sur trois ou 4appuis :

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

L = la plus petite portée entre nus des appuis épaisseur des dalles pleines

- Dalle reposant sur 3et 4 appuis on a : L=4.15m.

$$\frac{415}{45} \leq e \leq \frac{415}{40} \Rightarrow 9.22\text{cm} \leq e \leq 10.37\text{cm}$$

Ep = 7cm: peut assurer un coupe-feu d'une heure.

Ep = 11cm: peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On adopte =15cm.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutures des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Ce sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission, des charges verticales et horizontales aux éléments verticaux (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1: Prédimensionnement des poutres.

	Poutres principales	**Poutres composant le plancher nervuré**
Conditions de résistance	L=620cm 41.33cm ≤ h ≤ 62.0cm On adopte: **h=50cm** 15 cm ≤ b ≤ 35 cm On adopte : b=30cm	L=550cm 36.66cm ≤ h ≤ 55.0cm On adopte : **h=40cm** 12cm ≤ b ≤ 28m On adopte: **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version2003)Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 50cm ≥ 30cm h/b = 1,66 ≤ 4,0 **Condition vérifiée**	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4,0 **Condition vérifiée**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.0806 ≥0,0625 **Condition vérifiée**	0.0727 ≥0,0625 **Condition vérifiée**

- **Section adoptées**

Pour les poutres principales, on adopte la section: **(b×h)=30×50 cm².**

Pour les poutres secondaires, on adopte la section: **(b×h)=30×50 cm².**

Pour les poutres de nervures, on adopte la section: **(b×h)=30×40cm².**

II.4. Evaluation des charges

L'évaluation des charges se fait selon le règlement DTRB.C.2.2 [3]

II.4.1. Charges permanentes [3]

II.4.1.1. Maçonnerie [3]

a) Murs intérieurs (simple cloison) [3]

Tableau II.2: Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
		G(kN/m^2)		**1,62**

b) Murs extérieurs (double-cloison) [3]

Tableau II.3: Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
		G(kN/m^2)		**2,52**

c) Murs rideaux (double vitrage) [4]

Tableau II.4: charge permanente des murs rideaux (double vitrage).

composantes	Epaisseur (m)	caractéristique	type	Poids Volumiques (KN/m^3)	Poids Surfaciques (KN/m^2)
Alucobande	5	Largeur inférieure 5cm Largeur extérieure 5cm Profondeur montante 4.2 à23 cm Profondeur traversé 0.5 à 19.3 cm	CW50	27	1.35
Verre 1	1	Anti feu Isolation élevée Solar Photovoltaïque	VEP AA110	25	0.25
L'âme d'aire	1	-	-	-	
Verre 1	1	Anti feu Isolation élevée Solar Photovoltaïque	VEP AA110	25	0.25
$G=1.75KN/m^2$					

II.4.1.2. Plancher corps creux [3]

a) Plancher terrasse [3]

Tableau II.5: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (40 mm)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme depente	0,15	3,30
5	Plaque de liege	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduitdeplâtre	0,02	0,20
	$G(kN/m^2)$	**7.50**	

b) Plancher étage courant[3]

Tableau II.6: Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Plancher corps creux	0.2	2.80
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,14	1,98
	G(kN/m^2)	**5.96**	

II .4.1.3. Plancher dalle pleine [3]

a) Plancher Terrasse [3]

Tableau II.7: Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé(40 mm)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,15	3,30
5	Plaque de liege	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit en plâtre	0,02	0,20
	G(kN/m^2)	**8,45**	

b) Plancher étage courant [3]

Tableau II.8: Evaluation de la charge permanente du plancher courant (D**alle pein**e).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	D**alle pein**e	0,15	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
	G(kN/m^2)	**6,91**	

Tableau II.9 : Charge d'exploitation des différentes planchers.

Étage	Usage	Q(kN/m^2)
5ème	Terrasse inaccessible	1
Du RDC au 4ème	Bâtiment administratif	2.5

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation; donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Dans notre projet on a trois types de section des poteaux : section carrée, section circulaire, section rectangulaire, onfait le pré dimensionnement de chaque section de poteau.

II.5.1 Les dimensions des poteaux [2]

On a commencé avec les sections minimales exigées par le RPA99v2003**,** elles ne sont pas vérifiées donc on a augmenté les sections jusqu'à leurs vérifications avec l'effort normal admissible.

II.5.2. Etapes de pré dimensionnement [2]

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditionsduRPA99v2003:«Art7.4.1».

On doit respecter la formule suivante:

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$(sec. Rectangulaire); $i = \frac{D}{4}$; (sec. Circulaire);

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : longueurdu poteau ;

l_f: longueur de flambement ;

f_{c28}=25 MPa;

f_e=400 MPa ;

Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

I.5.3.Choix du poteau le plus sollicité

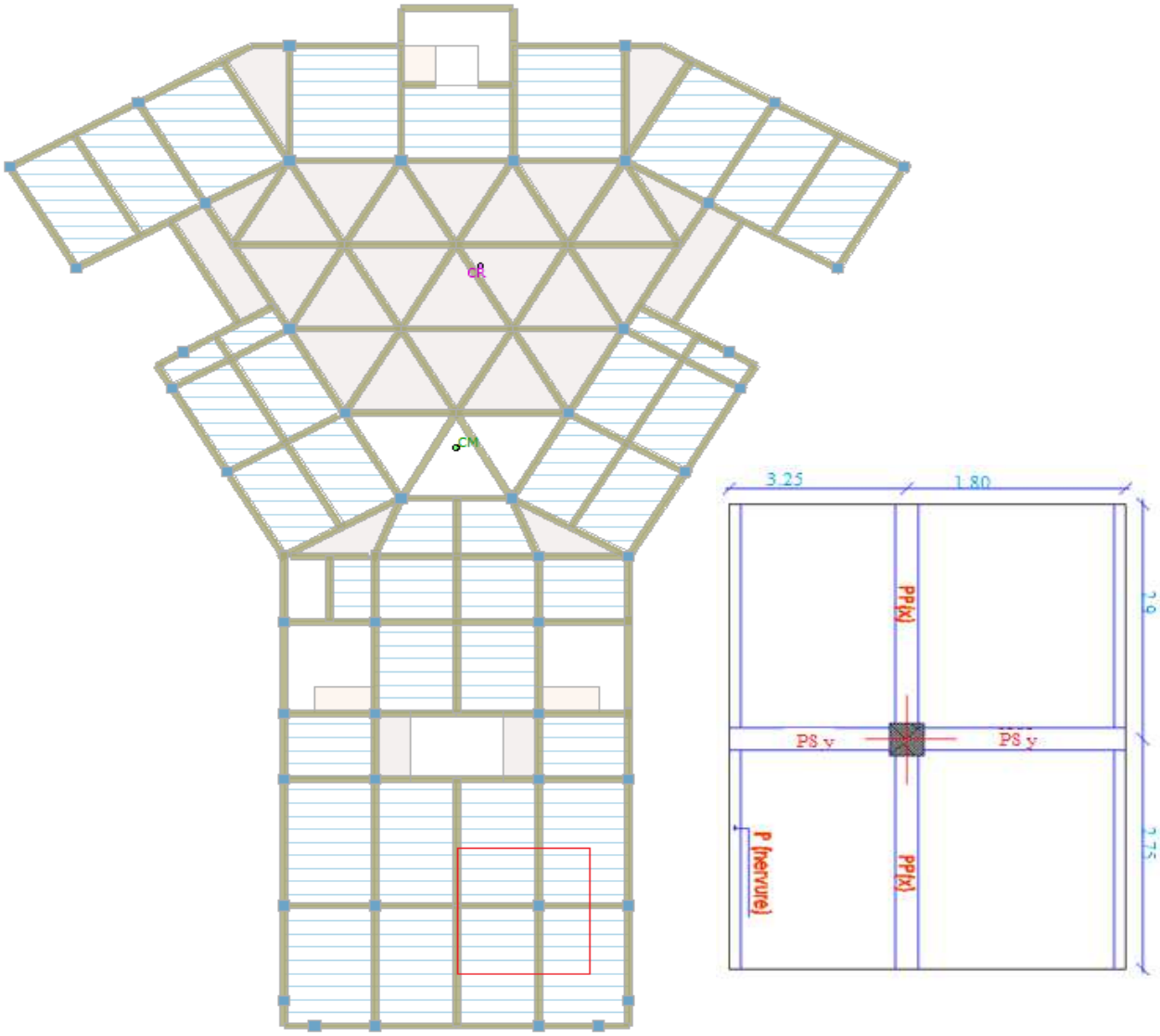


Figure II.2 : Position des poteaux plus sollicités

II.5.3.1.Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

Tableau II.10 : Calcul de l'effort normal limite.

Étage	Dimension (Cm^2)	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(kN)
5ème	30x30	90000	3.74	2.64	0.087	30.54	0.738	90	1094.109
4ème	35x35	122500	3.74	2.64	0.101	26.17	0.764	122.50	1574.293
3ème	35x35	122500	3.74	2.64	0.101	26.17	0.764	122.50	1574.293
2ème	40×40	160000	3.74	2.64	0.115	22.90	0.783	160.00	2137.238
1ère	40×40	160000	3.74	2.64	0.115	22.90	0.783	160.00	2137.238
RDC	45×45	202500	3.74	2.64	0.130	20.36	0.796	202.50	2782.083
Sous-Sol	45×45	202500	2.72	1.92	0.130	14.81	0.821	202.50	2867.698

II.5.3.1.2.Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

- $G_{plancher}$ = poids de plancher ×$S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ =b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Tableau II.11 : Les charges permanentes.

Étage	h(m)	Sp(m^2)	G_{poteau}	$G_{pp.X}$	$G_{pp.Y}$	G_{arv}	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
5éme	3.74	24.61	8.42	20.06	17.81	8.03	184.58	238.89	238.89
4éme	3.74	24.61	11.45	19.88	17.63	8.03	146.66	203.64	442.53
3éme	3.74	24.61	11.45	19.88	17.63	8.03	146.66	203.64	646.17
2éme	3.74	24.60	14.96	19.69	17.44	8.03	146.62	206.73	852.89
1ére	3.74	24.60	14.96	19.69	17.44	8.03	146.62	206.73	1059.62
RDC	3.74	24.59	18.93	19.50	17.25	8.03	146.54	210.25	1269.87
Sous-Sol	2.72	24.59	13.77	19.50	17.25	8.03	146.54	205.09	1474.96

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

- **Loi de dégression :** « DTR B.C.2.2 »[3].

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$

Tableau II.12 : Les sur charges d'exploitation.

Niveau	St (m^2)	$Q_{plancher}$(Kn)	$Q_{étage}$(kN)	$\frac{3+n}{2n}$	$Q_{cumulé}$(kN)	
5ème (terrasse)	28.53	1	Q0	28.53	-	28.533
4ème	28.53	2.5	Q1	71.33	1	99.864
3ème	28.53	2.5	Q2	71.33	0,95	164.062
2ème	28.53	2.5	Q3	71.33	0 ,90	221.127
1ère	28.53	2.5	Q4	71.33	0,85	271.059
RDC	28.53	2.5	Q5	71.33	0,80	313.858
Sous-Sol	28.53	2.5	Q6	71.33	0,75	349.523

II.5.3.1.3.Vérification de l'effort normal ultime

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majoré de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.12 :

- N_{ultime} = 1,35G +1,5Q
- N_U = 1,1N_{ultime}

Tableau II.13 : Vérifications du 1,1N_{ultime} etN_U.

Étage	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	1,1N_{ultime}	$\overline{N_U}$(kN)	1,1 $N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
5ème	238.89	28.53	365.30	401.83	1094.11	**Condition vérifiée**
4ème	442.53	99.86	747.21	821.93	1574.29	**Condition vérifiée**
3ème	646.17	164.06	1118.42	1230.26	1574.29	**Condition vérifiée**
2ème	852.89	221.13	1483.10	1631.41	2137.24	**Condition vérifiée**
1ère	1059.62	271.06	1837.08	2020.78	2137.24	**Condition vérifiée**
RDC	1269.87	313.86	2185.11	2403.62	2782.08	**Condition vérifiée**
Sous-Sol	1474.96	349.52	2515.48	2767.03	2867.70	**Condition vérifiée**

II.5.3.1.2.Vérification des dimensions selon RPA99version2003 [3]

Tableau II.14 : Vérification des dimensions selon le RPA99version2003.

Condition à vérifiée	Application de condition		Vérification
Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm	30≥ 30		**Condition vérifiée**
Min (b_1, h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$	5ème	30 ≥ 18.70	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème	35 ≥ 18.70	
	1ère ,2ème	40 ≥13.60	
	RDC,Sous-Sol	45 ≥ 13.60	
0,25 ≤ b_1/ h_1≤ 4	5ème,4ème ,3ème ,2ème,1ère ,RDC, Sous-Sol	0,25 ≤ 1≤ 4	**Condition vérifiée**
$b_{max} \leq 1,5h_1 + b_1$	5ème	30 ≤ 75	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème	30 ≤ 87.50	
	1ère ,2ème	30 ≤ 100	
	RDC,Sous-Sol	30 ≤ 112.5	
$d \leq Max(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2})$	5ème	0 ≤ 15	**Condition vérifiée**
	4ème ,3ème	5 ≤ 17.5	
	1ère ,2ème	10≤ 20	
	RDC,Sous-Sol	15≤ 22.50	

- **Conclusion :**

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003.

II.6.Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi que la majorité des charges horizontales.

Selon le RPA 99 ver 2003[Art 7.7.1]

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

L≥(4 ×a)

Avec :

L : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

he= 3.74 - 0.50 = 3.24 m.

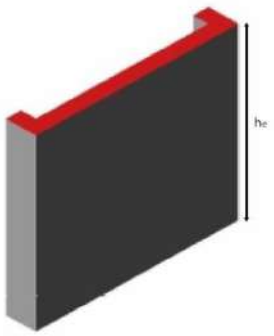
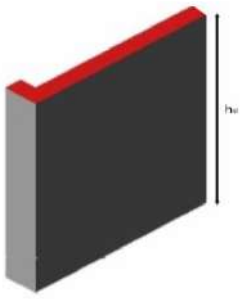
	
$\mathbf{a \geq \frac{he}{25}}$	$\mathbf{a \geq \frac{he}{22}}$
$\mathbf{h_e = h_{étage} - h_{Ps}}$	

Figure II.3: Règles de pré-dimensionnement des voiles.

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}\right]$$

$$a \geq Max[15cm, 14.72cm\ , 12.96cm]$$

On prendre pour les voiles l'épaisseur a = 20.00 cm.

- **Voiles de périphérique**

A = a+5 donc : a= 25cm

- **Conclusion**

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils sont susceptibles d'être changés après avoir effectué le calcul dynamique et après vérification des flèches des éléments porteurs.

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

Le calcul se fait en flexion composée, c'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité.

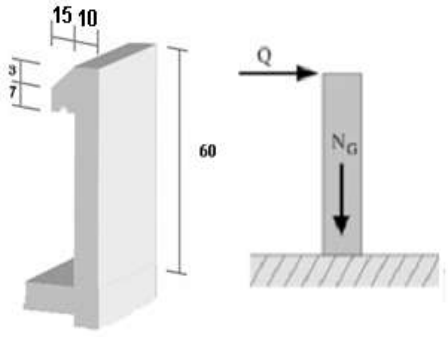


Figure III.1 : Acrotère (dimensions et charges exercées).

III.2.1. Détermination des efforts

Tableau III.1 : Les efforts exercés sur l'acrotère.

G	Q		ELU	ELS
kN/ml		**Effort normal**	$N_u = 1,35G = 2,53$ kN	$N_u = G = 1,875$ kN/ml
1,875	1,00	**Moment d'encastrement**	$M_u = 1,5\ Q.h = 0,9$ kN.m/ml	$M_u = Q.h = 0,6$ kN.m/ml
		Effort tranchant	$T_u = 1,5\ Q = 1,5$ kN/ml	/

III.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

Section minimale : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = \max [4\%u; 0,2B/100] = 8,8$ cm²/ml.

Section maximale : $A_{max} = \frac{5B}{100} = 50$ cm²/ml.

Tableau III.2 : Armatures verticales et horizontales.

	Verticales		Horizontales	
	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)	$A_{rép1}$(cm²/0,6m)	$A_{rép2}$(cm²/0,6m)
Calculée	0,37	0,00	$A_{s1}/4$=1,38	$A_{s1}/4$=1,38
Choisie	7HA10=5,5	7HA10=5,5	5HA8=2,51	5HA8=2,51

Tableau III.3 : Espacement des armatures.

	Vertical (cm)	Horizontal (cm)
Calculée	100/7=14,28	(60-2x2,5)/(5-1)=13,75
Choisie	15	15
Admissible	max(3h,33 cm) =30	max(4h,45 cm) =40

III.2.3. Vérification des contraintes normales à L 'ELS [2]

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III.4 : Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

Contraintes(MPa)			Contraintes admissible (MPa)			Vérification
σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_s}$ '	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	$\overline{\sigma_s}$ '	Oui
0,34	2,16	2,16	15	201,63	201,63	

III.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU [2]

Tableau III.5 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

Section et sollicitation à l'ELU			Vérification		
b (cm)	h (cm)	T (kN)	T_u(MPa)	T_{adm}(MPa)	Vérification
100	10	1,5	0,02	2,50	Oui

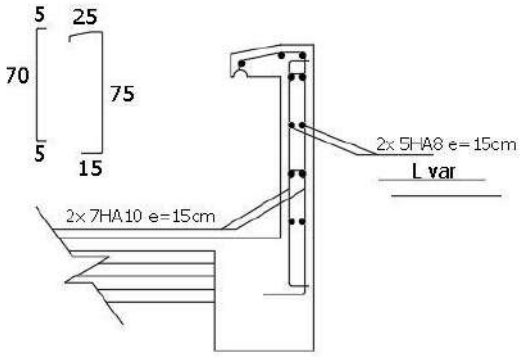


Figure III. 2 : Dessin de ferraillage de l'acrotère.

III.3. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments, il est constitué de :

Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.

- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton armé de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression [2]

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm ;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad \text{si : } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0{,}02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{On a : } L = 60\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\ L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0{,}46\text{cm}^2/\text{ml}$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}46}{2} = 0{,}23\ \text{m}^2/\text{ml}$$

On choisira : $A_{t1} = 7\ \emptyset\ 5 = 1{,}38\ \text{cm}^2$avec un éspacement de 15cm.

$A_{t2} = 7\ \emptyset\ 5 = 1{,}38\ \text{cm}^2$avec un éspacement de 15cm.

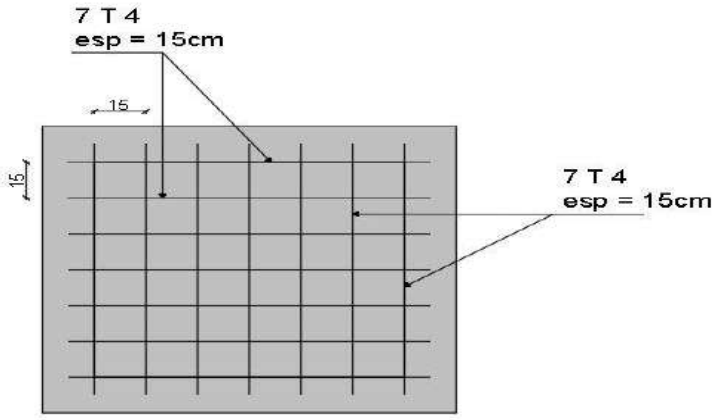


Figure III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.3.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont soumises aux charges (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.3.2.1. Avant coulage

Avant coulage du béton, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier

III.3.2.1.1. Evaluation des charges

Tableau III.6 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanentes	**G (kN/ml)**
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 kN/ml	0,72
Poids du corps creux : 0,60 x 1 = 0,60 kN/ml	
Surcharges d'exploitations	**Q (kN)**
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Max [1kN et 0,5 L] = 0,5 L = 0,5 x 4.15 =2.075kN	2.075

- **Vérification de la flèche**

$$f_{max} < \bar{f}$$

$$\text{Avec : } f_{max} = \frac{5\times GL^4}{384\times EI} + \frac{Ql^3}{48EI},\ \bar{f} = \begin{cases} \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \\ \frac{0{,}5+L}{1000} & \text{si } L > 5m \end{cases}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0{,}72 * 4150^4}{384 * 10819 * 6{,}4 * 10^5} + \frac{1{,}45 * 4150^3}{48 * 10819 * 6{,}4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 95{,}87 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 95{,}87 \text{ mm} \leq \bar{f} = 5{,}8 \text{ mm}$$ **Condition non vérifiée.**

Tableau III.7: Calcul des étaiements.

Nombre d'étais	**L (m)**	**G(kN/ml)**	**Q (kN)**	**E (MPa)**	**I (m^4)**	**f (mm)**	**$\bar{f}$ (mm)**	**$f \leq \bar{f}$**
0	4.15	0,72	2,075	10819	$6{,}4x10^{-7}$	135,24	8,30	**Non Vérifiée**
1	2.075	0,72	1	10819	$6{,}4x10^{-7}$	8.45	4.15	**Non Vérifiée**
2	1.38	0,72	1	10819	$6{,}4x10^{-7}$	1.67	2.77	**Vérifiée**

On doit prévoir 2 étaiements de 1.38 m de distance.

III.3.2.2. Après coulage

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

III.3.2.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP2000 :

La charge maximal (G, Q) est dans le plancher EC donc on étude les poutrelles de cette plancher.

Tableau III.8 : Evaluation des charges et surcharges.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
Plancher terrasse	7.50x0,60= 4.50	1x0,60=0,6	6,975	5,10
Plancher courant	5,96x0,60= 3,576	2.5x0,60=1,5	7,077	5,07

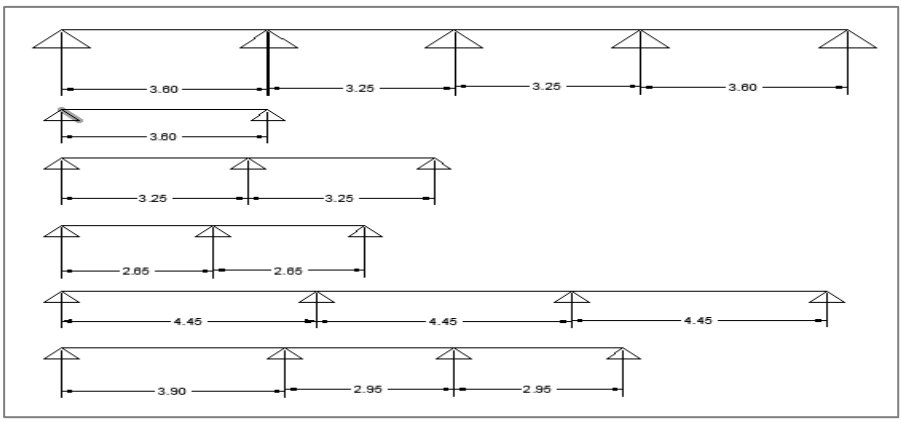


Figure III. 4 : Types des poutrelles.

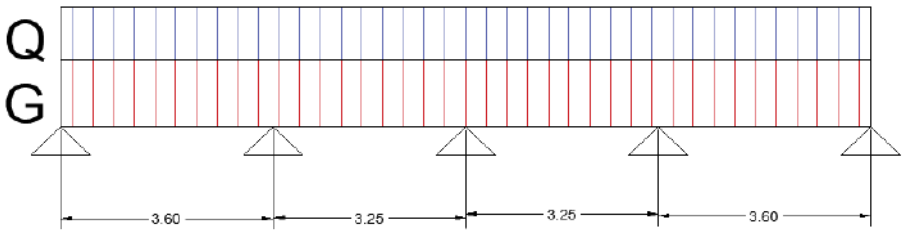
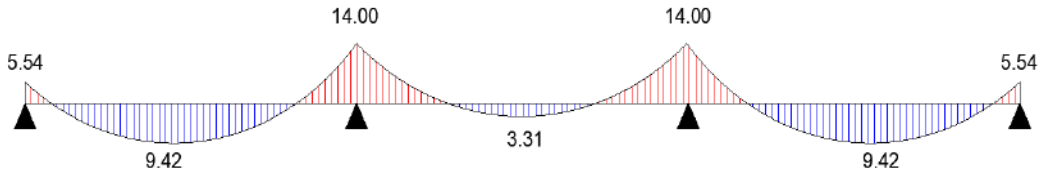


Figure III. 5 : Schéma statique équivalent de poutrelles.



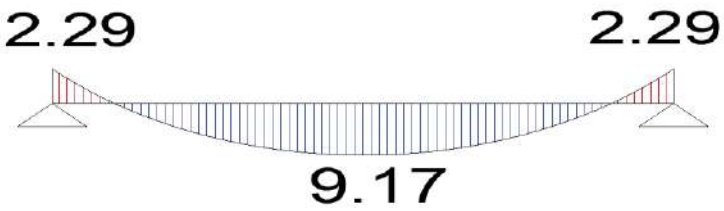


Figure III. 6 : Diagramme des moments à l'ELU.

Tableau III.9 : Les moments maximum à l'ELU, L'ELS, et l'effort tranchant maximum.

Moment	ELU	ELS
M_{tmax} (kN.m)	9.17	6.57
M_{amax}(kN.m)	-14	-10.04
T(kN)	18.89	/

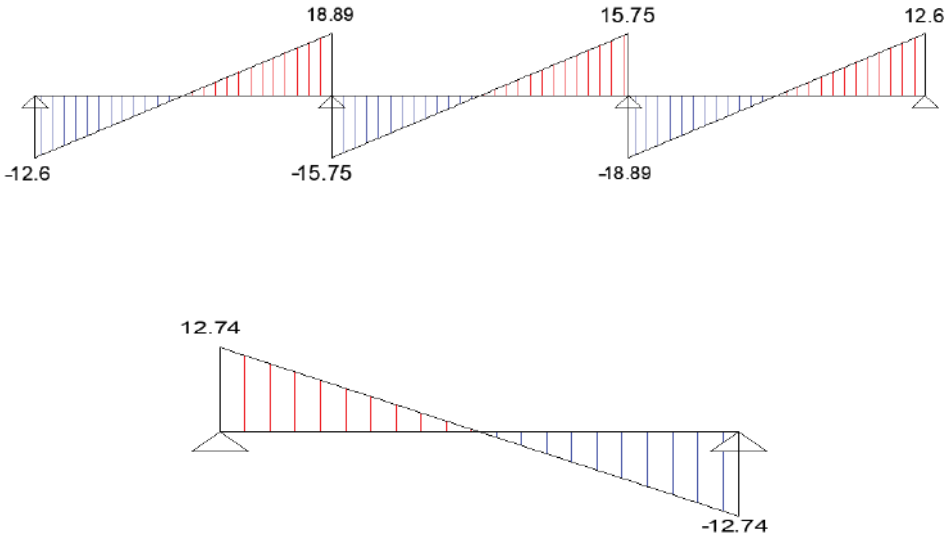


Figure III. 7 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

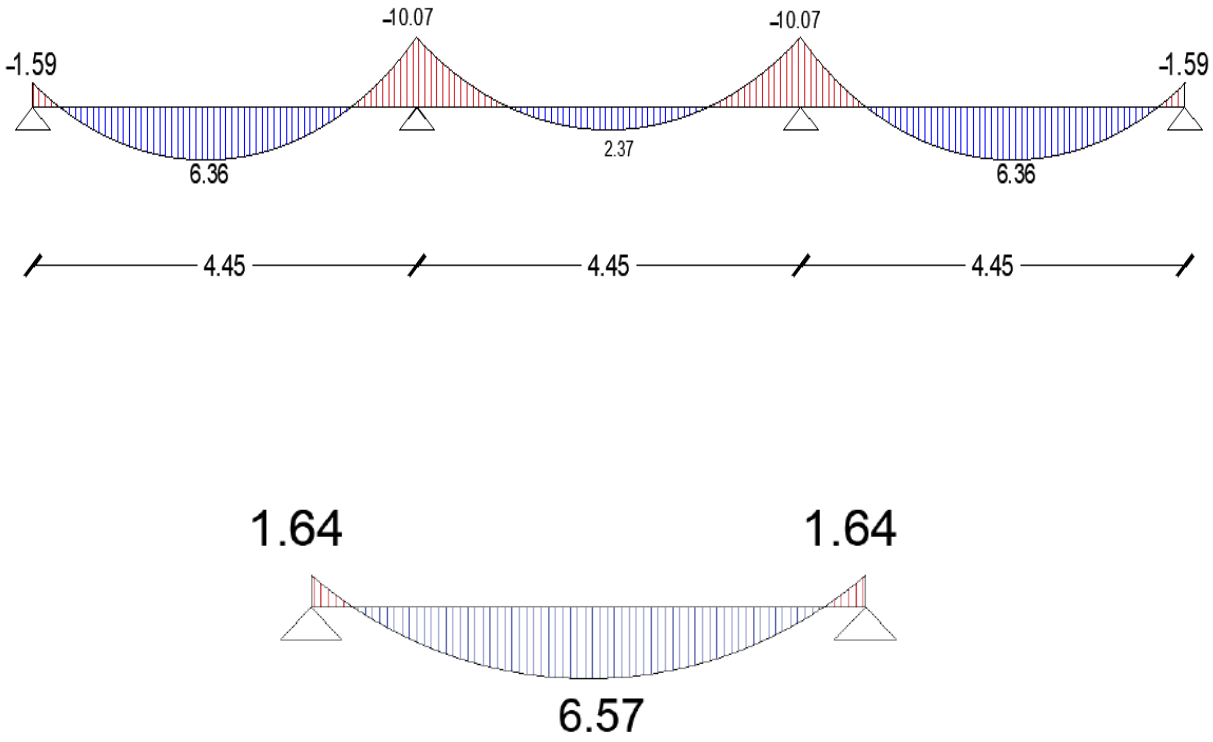


Figure III. 8 : Diagramme des moments à l'ELS.

III.3.2.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximaux (Moments étage courant).

Tableau III.10 : Armatures longitudinales.

		As_1 (cm²/ml)	As_2(cm²/ml)
Travée	**calculée**	1,49	0,00
	choisi	2HA12 =2,26cm²	1HA12 = 1,13cm²
Appuis	**calculées**	0,00	2,65
	choisi	2HA12 =2,26cm²	1HA12+1ChpHA14 = 2,67 cm²

III.3.2.2.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Type de fissuration : peu nuisible**,** on vérifie seulement la contrainte du béton.

Tableau III.11 : Vérification des contraintes normales des poutrelles.

Sollicitation à l'ELS(kN. m)		**Contraintes (MPa)**		**Contraintes admissible (MPa)**	**Vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	Oui
6.57	-10.04	3.18	9.95	15	

III.3.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau III.12 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

T (kN)	T_u (MPa)	T_{adm} (MPa)	Vérification	ZN	ZC	At
18.89	1,31	3,33	Oui	20	20	2HA6 = 0,57 cm²

III.3.2.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS [2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$M_0 = M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{8} = 10,97\text{kN.m}.$

$\frac{h}{l} = \frac{20}{415} = 0,048 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{6.57}{15 \times 10,97} = 0,040.$

$\frac{A}{b \times d} = \frac{1,51}{20 \times 17,5} = 0,004 \leq \frac{3,6}{feE} = \frac{3,6}{400} = 0,009.$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

Tableau III.13 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

G(kN/m²)	Q(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_{ser}(kN/m²)
8.45	1	12.91	9.45
6,91	2,50	13,08	9,41

III.4.1. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable**.**

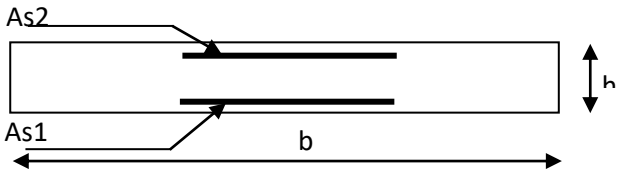


Figure III.9 : Section de calcul.

Tableau III.14 : Ferraillage à l'ELU (Sens X, Sens Y).

	b(cm)	e(cm)	$M_{travée}$	M_{appui}	As_1	As_2	As_1	As_2
Sens X	100	15	17.25	-25.85	4.14	6.34	7HA10 =5.50 cm²	10HA14 =15.39 cm²
Sens Y			18.48	-47.67	4.44	12.5	7HA10 =5.50 cm²	10HA14 =15.39 cm²

III.4.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS [2]

Tableau III.15 : Vérification des contraintes normales. Sens-X, Sens-Y.

		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s ' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Sen X	**Travée**	12.53	5.04	15	Oui	201.63	19.10	201.63	Oui
	Appui	-18.77	5.69	15	Oui	114.83	45.36	201.63	Oui
SensY	**Travée**	13.43	5.40	15	Oui	201.63	20.47	201.63	Oui
	Appui	-34.61	10.50	15	Oui	201.63	83.64	201.63	Oui

III.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau III.16 : Vérification de contrainte de cisallement.

	T_u(kN)	Tmax	Tadm	Vérifiée
Sens X	49.90	0,39	1,16	Oui
Sens Y	81.82	0,66	1,16	Oui

III.4.4. Vérification de la flèche à L'ELS [2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{195} = 0{,}078 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{13.43}{20 \times 4.49} = 0{,}15$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.50}{100 \times 12.5} = 0.0044 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0.005$$

la condition n'est pas vérifiée, donc, on doit calculer la flèche.

Tableau III.17 : Vérification de la flèche.

Dalle plein		Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
h	**L**	**Ma.g**	**Mtravée**	**Ma.d**	**As1**	**As2**	**[f]**	**[fadm]**	
cm	m	kN.m			cm²		mm		Oui
15	1.95	-18.77	12.53	-18.77	5.50	15.39	0.7	3.9	

III.5. Dalle machine

III.5.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de la structure, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des effets de la machine par rapport à la dalle.

III.5.2. Pré dimensionnement de la dalle

On a deux condition à vérifiées :

- **Critère de résistance**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec :L_x : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [L_{max}=1.80 m]

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \quad \Longrightarrow \quad 4.00 \leq e \leq 4.50$$

- **Condition de L'E.N.A**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit :e ≥ 25cm , donc on prend e = 25 cm.

III.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation :

- **Charges permanente**

Tableau III.17 : Poids de la machine.

P(Kg)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	700	1100	1000

Poids de la machine supportée q = $\frac{\Sigma Pi}{S}$=$\frac{17250}{5.4}$ = 3194kg/m² = 31.94kN/m².

Poids propre de la dalle = 0,25x25 = 6,25 kN/m².

G = 31.94+6,25 = 38.19 kN/m².

- **Charges exploitations**

Q = 6.30kN/m².

Tableau III.18 : Détermination des charges.

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)
38.19	6.3	61.01	44.49

III.5.4. Calcul de ferraillage à L'ELU

Tableau III.20 : Ferraillage à l'ELU (Sens X, Sens Y).

	$M_{travée}$	M_{appui}	As_1	As_2	As_1	As_2
Sens X	4.98	-11.065	2..22 cm²	2.22 cm²	7HA10 = 5,50 cm²	7HA10 = 5,50 cm²
Sens Y	7..78	-7.55				

Tableau III.21 : Vérification des contraintes normales (Sens-X, Sens-Y).

		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Sen X	**Travée**	3.58	0.31	15	Oui	3.66	3.66	201.63	Oui
	Appui	-8.03	0.68	15	Oui	8.21	8.21	201.63	Oui
SensY	**Travée**	5.62	0.48	15	Oui	5.75	5.75	201.63	Oui
	Appui	-5.48	0.47	15	Oui	5.60	5.60	201.63	Oui

III.5.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau III.19 : Vérification des contraintes de cisaillement.

	T_u(kN)	Tmax	Tadm	Vérifiée
Sens X	25.37	0,112	1,16	Oui
Sens Y	26.036	0,115	1,16	Oui

III.5.6. Vérification de la flèche à L'ELS [2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{150} = 0{,}166 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{5.62}{20 \times 12.51} = 0{,}022$$

$$\frac{A_x}{b \times dx} = \frac{5{,}50}{100 \times 22{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$$

$$\frac{Ay}{b \times dy} = \frac{5{,}50}{100 \times 22{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$$

Les deux conditions sont vérifiées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.7. Vérification Poinçonnement [2]

$$P \leq 0{,}045 . u_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : P = max [P1…..P9] = P1 = 8400 kg = 84 kN

Uc = 2 (u+v) ; Uc = 2a +2b +4h +8e; (a = b = e = 0).

Uc = 4h = 25x4 = 100 cm

P = 84 kN ≤ 0,045 x (1000) x (250) x $\frac{25}{1,5}$ = 187,5 kN

III.6. Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

III.6.1. Dimensionnement

Dans notre bloc, on a 1 seul type d'escalier (droit à trois volées),Le schéma statique d'escalier est comme présenté dans la figure ci-contre :

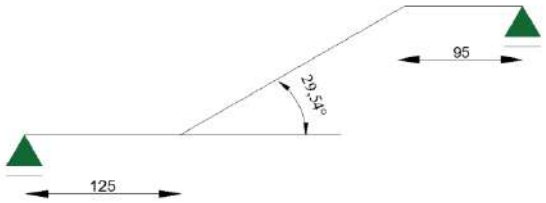
Les caractéristiques de notre escalier sont :

Le nombre de contre marches égale à 22.

Hauteur du palier : H = 1.02m (on va traiter la partie qui contient 6 contre marches)

Hauteur de la contre marche :h = $\frac{374}{22}$ = 17 cm.

Largeur de la marche : g = 30cm.



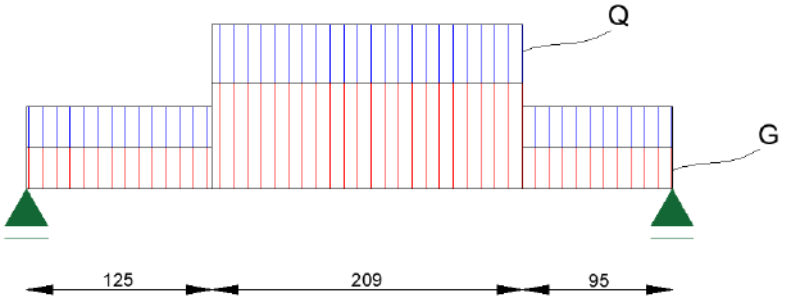
❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L =1,02/1.80 = 0,566 D'où alors : α =29,54°

$L_1 = \sqrt{1.02^2 + 1.80^2}$ = 2.068 m$\Longrightarrow L_{tot}$ =L $_1$+L_2+L_3= 1.25+2.068+0.95 = 4.268 m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 12.19 \leq e \leq 14.22 \Longrightarrow$ e =15cm.



III.6.2. Evaluation des charges et surcharges [3]

III.6.2.1. Charges permanentes [3]

Tableau III.20 : Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	0,15/cosα	25	4,31
5	Les marches	0,17/2	25	2,13
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		G (kN/m^2)	**8,14**	

Tableau III.21 : Charge permanente du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^3)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		G (kN/m^2)	**5,45**	

III.6.2.2. Charges d'exploitation [3]

- Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2,5 kN/m^2

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Détermination des sollicitations

ELU : $P_u = 1,35G+1,5Q$

ELS = $P_{ser} = G+Q$

Tableau III.22 : Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8,14	2,5	14,73	10,64
Palier	5,45	2,5	11,11	7,95

III.6.3. Détermination des efforts

Tableau III.23 : Combinaisons des charges dans l'escalier.

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)z$
ELU	25.64	-15.085	27.86
ELS	18.48	-10.87	/

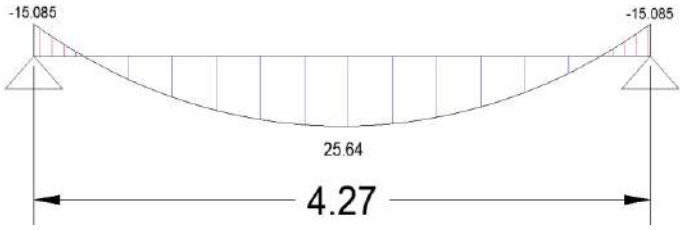


Figure III.10 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.

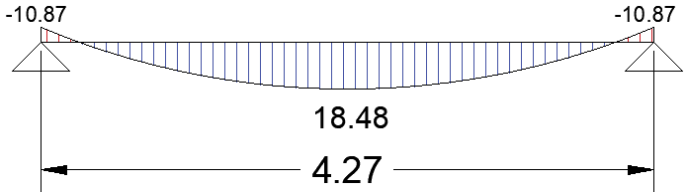


Figure III.11: Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.

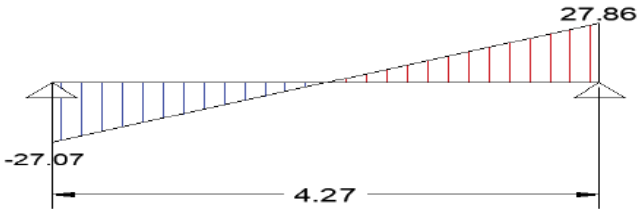


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.6.4. Calcul de ferraillage à l'ELU

III.6.4.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.24 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

M_{max} (kN.m)		$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**	**Travée**	**Appui**	/	/	/
25.64	-15.085	6.29	3.60	7HA12	7HA12	15	33	Vérifiée

Condition de non fragilité

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0{,}1\%\ B$, $A_{min} = 1{,}8\ cm^2$.

Tableau III.25 : Vérification de la section d'armatures.

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	7,92	1,5	Vérifiée
Appuis	7,92	1,5	Vérifiée

III.6.4.2. Armatures de répartition

Tableau III.26 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	1.98	7HA8 = 3,52	15	45	Vérifiée
Appuis	1.98	7HA8 = 3,52	15	45	Vérifiée

III.6.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III. 30 : Vérification des contraintes normales de l'escalier.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	7.92	18.48	7.63	15	Vérifiée
Appuis	7.92	-10.87	4.49	15	Vérifiée

III.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau III.27 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier.

Section	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100x15	27.86	0,22	3,33	Vérifiée

III.6.7. Vérification de la flèche à l'ELS [2]

Il est nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$M_0 = M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{8} = 24.25kN.m$

$\frac{h}{l} = \frac{15}{427} = 0,035 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{18.48}{20 \times 24.25} = 0,038$ Non vérifiée.

$\frac{A}{b \times d} = \frac{7.92}{100 \times 125} = 0,0006 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0,005.$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

$f_{adm} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5m$,$f_{adm} = 0,50cm + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$.

On a L= 4.27m

Tableau III.28 : Vérification de la flèche.

.Dalle			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	
cm	cm	M	kN.m			cm^2		mm		Oui
100	15	4.27	-10.87	18.48	-10.87	7.92	0,00	7.60	8.54	

III.6.8. Poutre palière (console)

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple

III.6.8.1. Pré dimensionnement

Elle est pré dimensionné selon les deux formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , 0,3\,h \leq b \leq 0,71$$

Tableau III.29 : Pré dimensionnement de la poutre palière (consol).

Conditions de Résistance	L = 155 cm ⇒ 10.33 cm ≤ h ≤ 15.50cm. On adopte : h = 35cm ⇒10.5cm ≤ b ≤24.5cm. On adopte : b= 30m
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm ; h = 35cm ≥ 30cm ; h/b = 1,16 ≤ 4,0 **Conditions vérifiées**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}225 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**

III.6.8.2. Evaluation des charges

$$G = \frac{[G_{poids\ propre} + R_{AG}]}{L}$$

$$Q = \frac{[R_{AQ}]}{L}$$

$$M_{app} = -\frac{Pl^2}{2}$$

Tableau III.30 : Calcul des efforts de la poutre palière.

R_{AG} (kN)	R_{AQ} (kN)	$G_{poids\ propre}$ (kN)	G(kN/ml)	Q(kN/ml)
14.68	5.36	0,35×0,3×25×1.55 = 4.068	12.095	3.458
Charge (kN/ml)		**T (kN)**	**M_{app} (kN.m)**	
P_u	21.51	33.35	-25.85	
P_{ser}	15.55	/	-18.68	

III.6.8.3. Calcul de ferraillage L'ELU

Tableau III.31 : Calcul de ferraillage de la poutre palière.

$M_{max}(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
-25.85	2.36	3HA12 = 3.39cm²

III.6.8.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Tableau III.32 : Vérification des contraintes normales.

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Appui	-18.68	4.72	15	Oui	186.66	/	201,63	Oui

III.6.8.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU [2]

Tableau III.33 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZN	ZC	∅	A_t
30x35	33.35	0.342	2,50	Vérifiée	10	15	8	4HA8 = 2,01cm²

III.6.8.6. Vérification de la flèche à L'ELS [2]

Tableau III.38 : Vérification de la flache.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	[f_{adm}]	
cm	cm	M	kN.m			cm²		mm		**Oui**
30	35	1.55	-18.66	0.00	0.00	3.39	3.39	0.50	3.1	

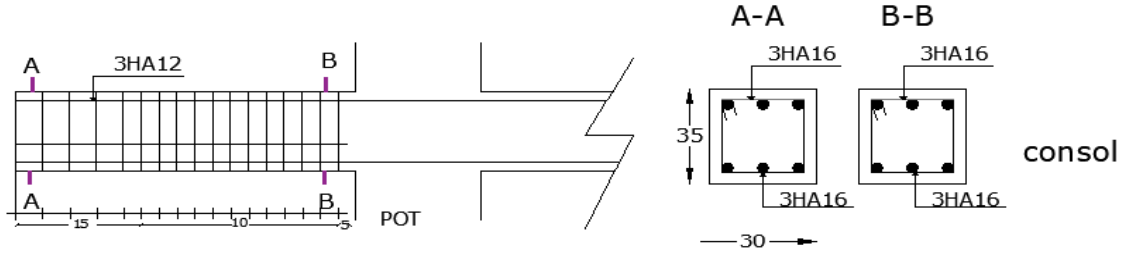


Figure III.13 : Détail de ferraillage poutre palier (consol)

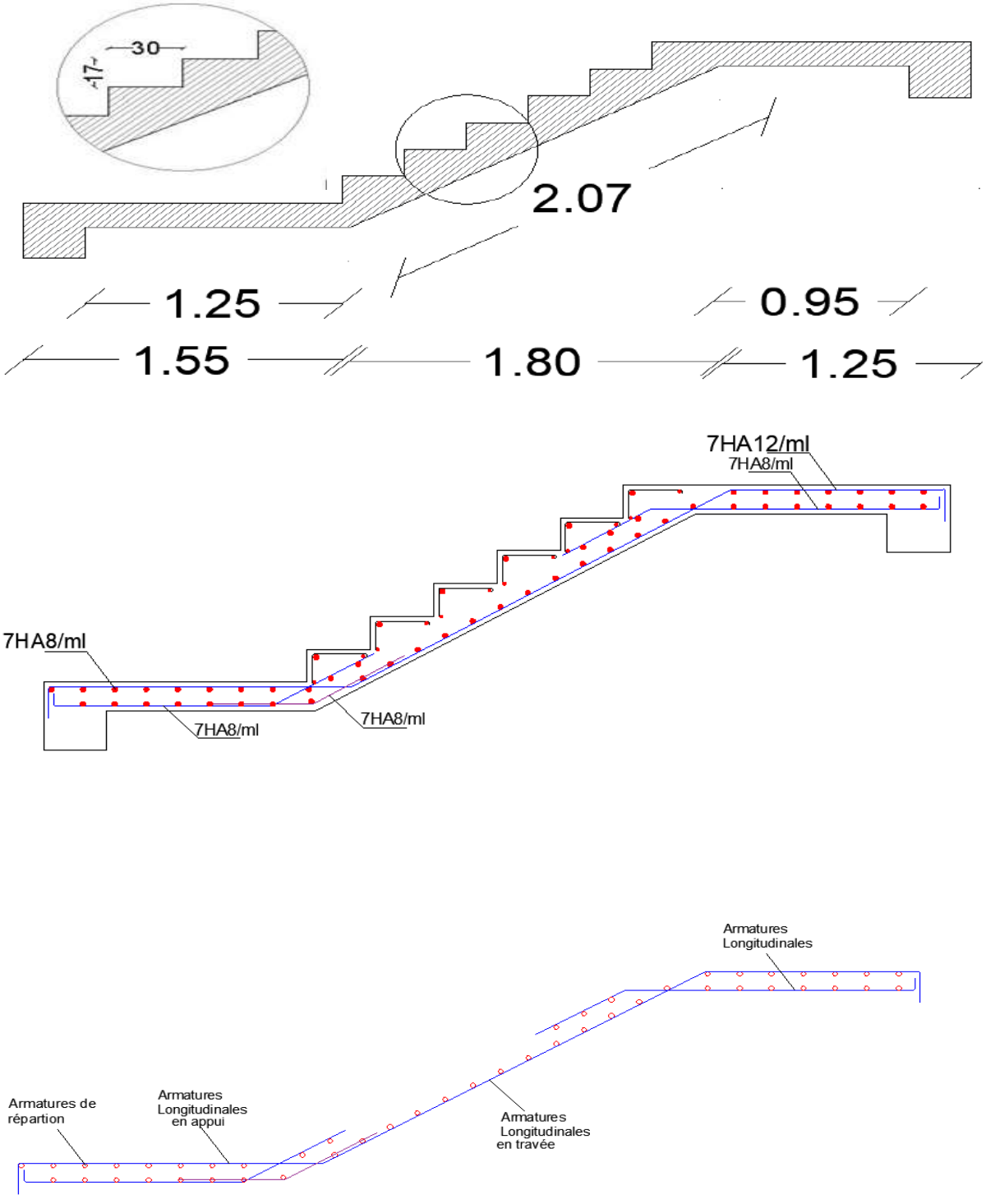
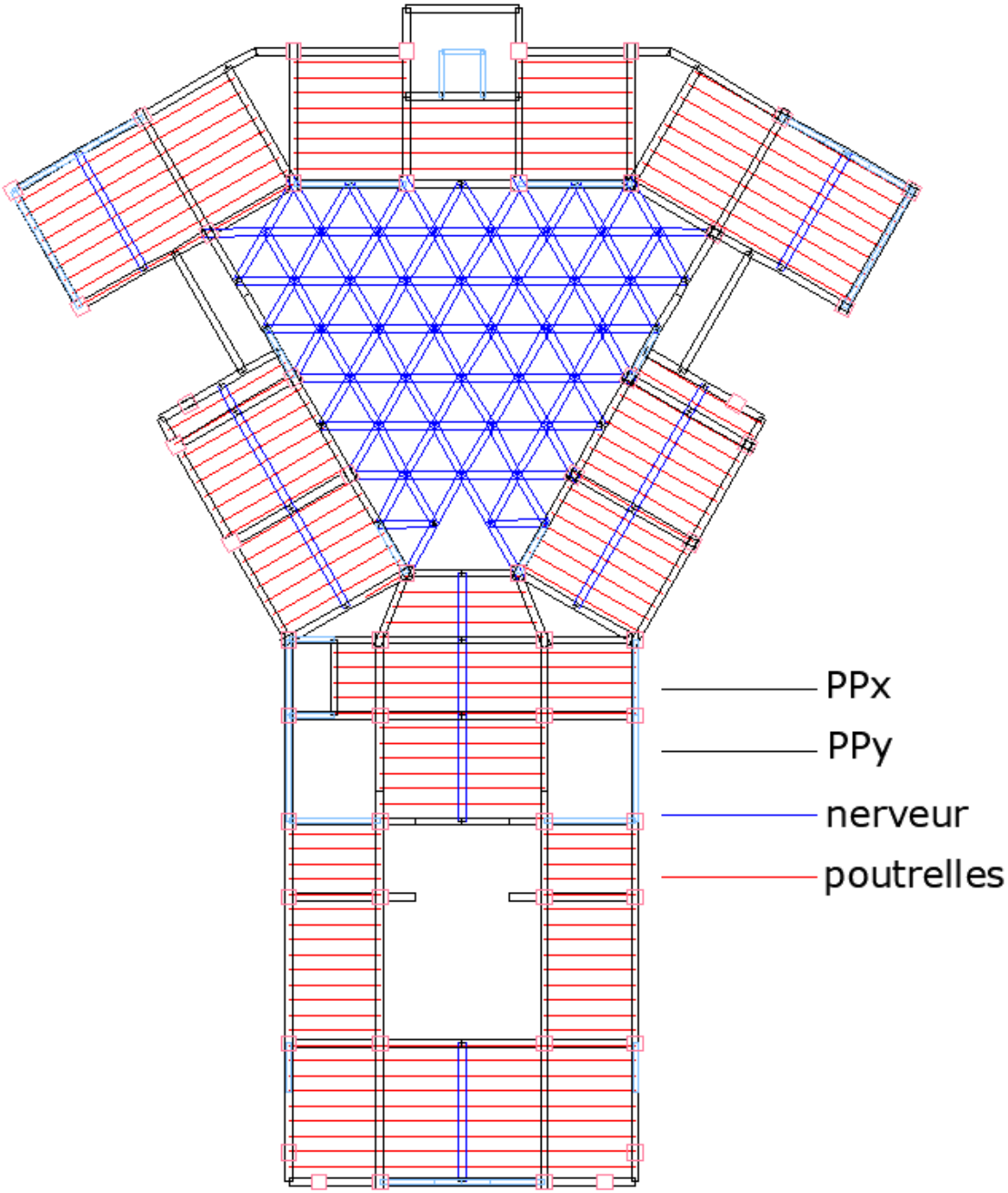


Figure III. 14 : Détail de ferraillage d'escalier.


PPx
PPy
nerveur
poutrelles

IV.1. Introduction

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Caractéristique géométrique de la structure

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i:Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G:Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on

envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi}.X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi}.Y_i}{\sum R_{xi}}$$

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: Coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y), R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

IV.2.2.1. Excentricité théorique

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par : $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

IV.2.2.2. Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devras être négligés.

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à la wilaya d'Alger (commune DAR ELBEIDA), zone III (sismicité élevée) selon la règle parasismique algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 25.16 m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2. Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (SAP 2000) on a choisi une variante (Figure IV 1), pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

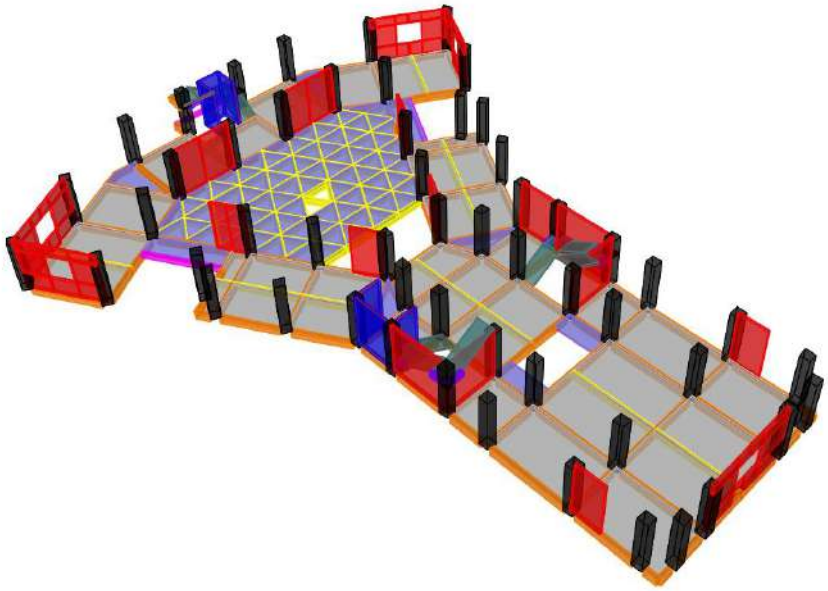


Figure IV.1 : Disposition des voiles vue en 3D.

IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre de Torsion			
Diaphragme	H (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
G_ DIAPH_ 2.72	2.72	12491.046	6.865	26.028	1.842E+005	1.585E+005	8.626	29.380
F_ DIAPH_ 6.46	6.46	11219.353	6.872	25.953	1.842E+005	1.585E+005	8.616	26.921
E_ DIAPH_ 10.20	10.20	11645.401	6.894	26.012	1.842E+005	1.585E+005	8.709	26.741
D_ DIAPH_ 13.94	13.94	11362.026	6.914	26.330	1.842E+005	1.585E+005	8.807	26.655
C_ DIAPH_ 17.68	17.68	12042.173	6.910	24.793	1.842E+005	1.585E+005	9.106	26.604
B_ DIAPH_ 21.42	21.42	10928.684	6.935	26.466	1.842E+005	1.585E+005	9.254	26.541
A_ DIAPH_ 25.16	25.16	10754.381	6.876	27.122	1.842E+005	1.585E+005	9.330	26.496

IV.3.3.2. Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA 2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Dimensions du bâtiment**

Longueur du bâtiment = 35.55m.

Largeur du bâtiment = 44.85m.

- **Excentricité admissible**

Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 5.33m.

Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 6.73m.

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
2.72	1.761	5.33	Oui	3.352	6.73	Oui
6.46	1.744	5.33	Oui	0.968	6.73	Oui
10.20	1.815	5.33	Oui	0.729	6.73	Oui
13.94	1.893	5.33	Oui	0.325	6.73	Oui
17.68	2.196	5.33	Oui	1.811	6.73	Oui
21.42	2.319	5.33	Oui	0.075	6.73	Oui
25.16	2.454	5.33	Oui	0.626	6.73	Oui

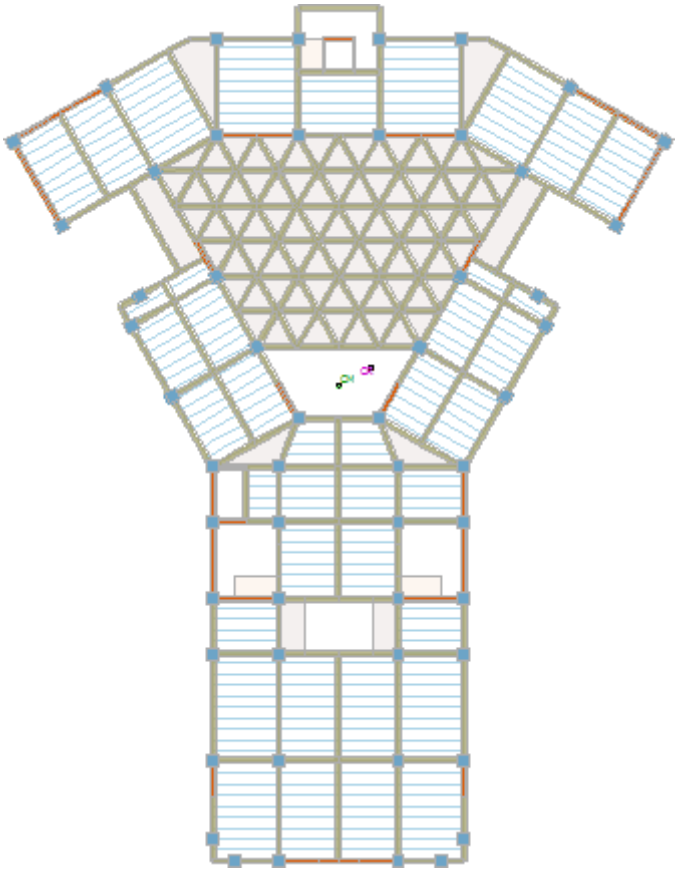


Figure IV.2 : Centre de masse et centre de rigidité.

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage A1, et la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2 ».

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1. Principe de la méthode

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

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone III, groupe d'usage A1) ⇒A=0,40

b) Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

c) Coefficient de comportement R

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Donc on prend : R = 3,5

Tableau IV.3 : Justification de coefficient de comportement R suivant X (%).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles(%)
A_ DIAPH_ 27,88	100	69.220	30.780
B_ DIAPH_ 23,46	100	69.172	30.828
C_ DIAPH_ 19,55	100	70.758	29.242
D_ DIAPH_ 15,64	100	72.664	27.336
E_ DIAPH_ 11,73	100	73.136	26.864
F_ DIAPH_ 7,82	100	73.674	26.326
G_ DIAPH_ 3,91	100	58.806	41.194

Tableau IV.4 : Justification de coefficient de comportement R suivant Y (%).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz(%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles(%)
A_ DIAPH_ 27,88	100	75.366	24.634
B_ DIAPH_ 23,46	100	74.806	25.194
C_ DIAPH_ 19,55	100	76.350	23.650
D_ DIAPH_ 15,64	100	77.776	22.224
E_ DIAPH_ 11,73	100	78.154	21.846
F_ DIAPH_ 7,82	100	78.743	21.257
G_ DIAPH_ 3,91	100	62.237	37.763

d) Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

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

Tableau IV.5 : Facteur de qualité.

Critère (q)	Suivant X		Suivant X	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0	Non	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,05		0,05	
Q	1,05		1,05	

IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

Analyse modale.

Comportement modal.

Participation massique (dissipation d'énergie).

Analyse statique et dynamique.

Stabilité de la structure.

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Vérification de la stabilité au renversement.

Vérification du déplacement en tête.

Vérification des déplacements inter-étage.

Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments.

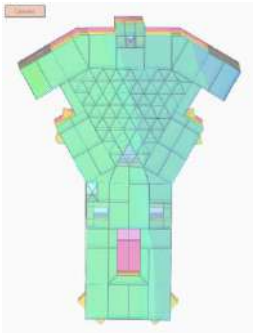
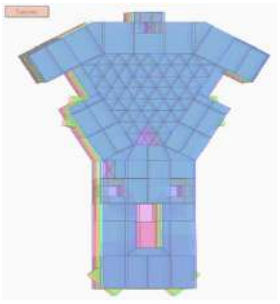
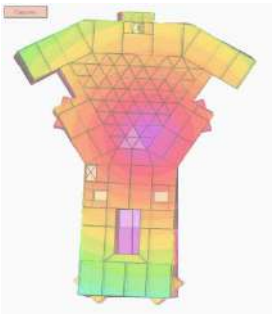
Vérification de cisaillement des éléments.

Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.3.1. Analyse modale

IV.4.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.6 : Comportement des trois premiers modes.

Modes	1	2	3
Période (s)	0.499 s	0.466 s	0.302 s
Participation massique suivant X	1.10	62.60	0.01
Participation massique suivant Y	57.37	1.02	2.08
Participation massique suivant Z	0.35	0.00	52.41
Image			
Comportement	**Translation suivant l'axe Y**	**Translation suivant l'axe X**	**Rotation autour l'axe Z**

IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.7 : Comportement des modes retenir.

Mode N°	Période (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0.499	1.103	57.371	0.352
2	0.466	63.703	58.394	0.353
3	0.302	63.714	60.477	52.768
.	.	.	.	.
207	0.043	86.747	**90.572**	78.298
.	.	.	.	.
388	0.027	**90.019**	93.173	81.421
879	0.011	99.699	97.36	**94.988**
Σ T (s)	**31.45**			

➢ **Commentaire**

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 207ème mode avec un temps égale à « T= « 31.44sec » à cause de sa rigidité au niveau du Sous sol.

IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure

a)Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par 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 période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée,

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{E_d}{V} \geq 80\%$$

b)Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »).

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe B1) ⇒ A=0.3

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3sec \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour: T \ge 3\,sec \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site3) ⇒ $T_2 = 0.5sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 31{,}79}{\sqrt{39{,}65}} = 0.38 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 \times 31{,}79}{\sqrt{39{,}20}} = 0.338$$

$\Rightarrow D_x = 2.205$, $D_y = 2.205$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3,5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.05$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 90220.097kN$$

Tableau IV.8 : Les valeurs de la force sismique.

A	**D_x**	**D_y**	**Q_x**	**Q_y**	**R**	**W(kN)**
0.3	2.205	2.205	1,05	1,05	3,5	90220.097

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V20.2 » sont :

$$V_{tx} = 15927.727kN \quad , \quad V_{ty} = 15927.727\ kN$$

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Ed(kN)	**V (kN)**	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{E_d}{V} \ge 0,8$
Sens X	13920.265	15927.727	0.874	CV
Sens Y	13535.644	15927.727	0.850	CV

c)Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(E_d - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ E_d \leq 0{,}25\ E_d & \text{Si: } T \geq 0{,}7\ \text{sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0{,}454\ \text{sec}$, $T_y = 0{,}457\ \text{sec}$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} E_{dx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} E_{ty}$$

Tableau IV.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Hi (m)	Wi (kN)	Wi*Hi (kN.m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	MR_{ix} (kN.m)	MR_{iy} (kN.m)	MS_{ix} (kN.m)	MS_{iy} (kN.m)
2.72	12491.046	6.865	26.028	33975.65	444.39	461.58	1208.75	1255.49
6.46	11219.353	6.872	25.953	72477.02	947.98	984.64	6123.95	6360.78
10.2	11645.401	6.894	26.012	118783.09	1553.65	1613.73	15847.25	16460.08
13.94	11362.026	6.914	26.33	158386.64	2071.66	2151.77	28878.89	29995.67
17.68	12042.173	6.91	24.793	212905.62	2784.75	2892.44	49234.39	51138.34
21.42	10928.684	6.935	26.466	234092.41	3061.87	3180.27	65585.21	68121.47
25.16	10754.381	6.876	27.122	270580.23	3539.12	3675.98	89044.24	92487.68
Somme		1101200.65	/	/	255922.68	265819.51	554639.83	2097855.60

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{\mathbf{554639.83}}{\mathbf{255922.68}} = 2.17 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{\mathbf{2097855.60}}{\mathbf{265819.51}} = 7.89 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

d)Vérification du déplacement en tête

Déplacement réel = R x Déplacement théorique (R x δ)

Déplacement admissible = $\frac{H}{250}$

Avec :

R = Coefficient de comportement = 3,5

δ = déplacement théorique

H = hauteur totale du bâtiment.

Tableau IV.11 : Vérification du déplacement en tête.

Sens	δ cm	R	R x δ cm	H m	$\frac{H}{250}$ cm	Vérification
X	2.250	3,5	7.875	25.16	10.064	Oui
Y	1.386	3,5	4.851			Oui

e)Vérification des déplacements inter-étage : (RPA2003 « Art 4.4.3 »).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de le RPA2003, le déplacement horizontal relatifd'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissibleΔ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e(m)	δ_X (cm)	R. δ_X (cm)	Δ_X (cm)	Δ_{adm} (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
25.16	3.74	2.25	7.875	1.442	3.74	CV
21.42	3.74	1.838	6.433	1.494	3.74	CV
17.68	3.74	1.411	4.939	1.495	3.74	CV
13.94	3.74	0.984	3.444	1.389	3.74	CV
10.2	3.74	0.587	2.055	1.169	3.74	CV
6.46	3.74	0.253	0.886	0.774	3.74	CV
2.72	2.72	0.032	0.112	0.112	2.72	CV

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e(m)	δ_Y (cm)	R. δ_Y (cm)	Δ_Y (cm)	Δ_{adm} (cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
25.16	3.74	1.386	4.851	0.759	3.74	CV
21.42	3.74	1.169	4.092	0.802	3.74	CV
17.68	3.74	0.94	3.29	0.85	3.74	CV
13.94	3.74	0.697	2.44	0.938	3.74	CV
10.2	3.74	0.429	1.502	0.847	3.74	CV
6.46	3.74	0.187	0.655	0.585	3.74	CV
2.72	2.72	0.02	0.07	0.07	2.72	CV

IV.4.3.2.2. Résistance des éléments

a)Vérification de cisaillement des éléments.

- **Les poutres**

Selon CBA93 Art A.5.1 On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\tau = \frac{V_u}{b_0 .d}$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times {f_{c28}}/{\gamma_b}\,;\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration peu nuisible.}$$
$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times {f_{c28}}/{\gamma_b}\,;\ 4\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section	V_u(kN)	Combinaison	Type defissuration	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres PPy	30x50	201.62	G+Q+EdX	F préjudiciable	1.41	3.26	CV
Poutres PPx	30x50	188.62	1,35G+1,5Q	F préjudiciable	1.32	2.5	CV
Poutres N	30x40	144.93	G+Q+Edx	F préjudiciable	1.29	3,26	CV
Chainages	30x30	37.15	G+Q+Edx	F préjudiciable	0.45	3.26	CV

- **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

- **Les poteaux**

D'appris (RPA2003 « Art 3.4.b »). On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \qquad ro = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7 \times H}{(b/\sqrt{12})}$$

Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des poteaux.

Section(cm²)	H(m)	Combinaisn	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 70x70	2.72	1.35G+1.5Q	117.902	0.250	1.875	CV
Poteau 65x65	3.74		119.926	0.295	1.875	CV
Poteau 60x60	3.74		161.829	0.469	1.875	CV

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

- **Les voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec : V_u: L'effort tranchant ;b : l'épaisseur de voile ;d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

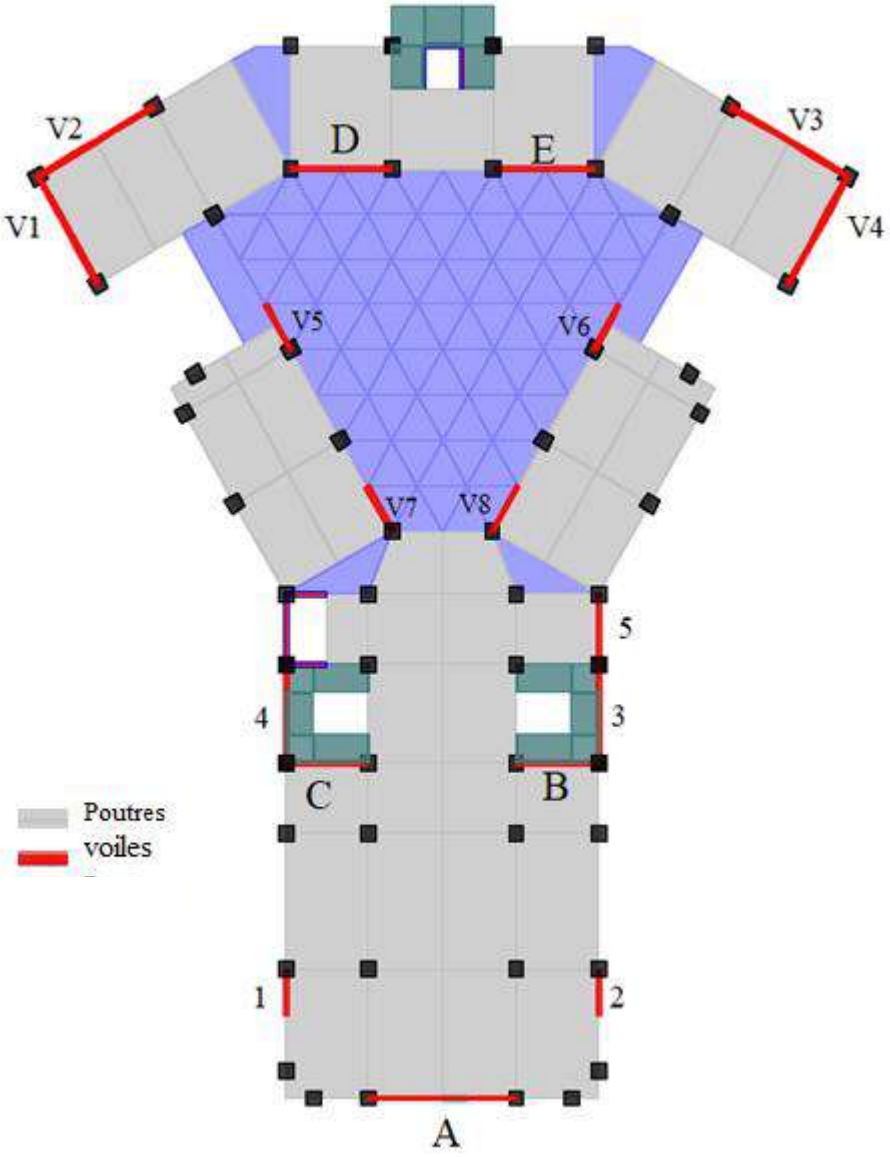


Figure IV.3 : Dispositions des voiles

Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\lvert V_u \rvert$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$

Suivant X	Vph	25	1.5	424.28	G + Q + EdX	1.76	5	CV
	A	20	6.5	730.79	G + Q - EdX	2.644	5	CV
	B	20	3.6	1298.95	G + Q - EdX	2.806	5	CV
	E	20	4.45	877.18	G + Q - EdX	3.032	5	CV

Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	Vph	25	3	892.08	G + Q + EdY	1.85	5	CV
	1	20	1.95	515.68	G + Q + EdY	2.057	5	CV
	3	20	4.20	1929.59	G + Q + EdY	3.573	5	CV
	5	20	3	1415.24	G + Q - EdY	3.669	5	CV

Tableau IV.18 : Vérification de cisaillement des voiles diagonales.

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voiles diagonales	Vph	25	5.44	792.27	G + Q - EdY	0.907	5	CV
	V3	20	5.95	551.94	G + Q - EdY	2.163	5	CV
	V4	20	5.3	695.96	G + Q - EdY	3.059	5	CV
	V6	20	1.20	139.07	G + Q - EdY	0.894	5	CV
	V8	20	2.30	269.29	G + Q + EdY	0.92	5	CV

b)Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Sens X :

Tableau IV.19 : Vérification de l'effort normal réduit sens X.

Niveaux	Eléments	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	combinaison	ν	$\nu \leq 0,3$
5ème	POT 60x60	3364.00	345.82	G+Q+EdX	0.041	Section vérifiée
4ème	POT 60x60	3364.00	713.29	G+Q+EdX	0.085	Section vérifiée
3ème	POT 60x60	3364.00	1121.11	G+Q+EdX	0.133	Section vérifiée
2ème	POT 60x60	3364.00	1713.18	G+Q+EdX	0.173	Section vérifiée
1ère	POT 65x65	3969.00	2338.31	G+Q+EdX	0.236	Section vérifiée
RDC	POT 65x65	3969.00	2932.67	G+Q+EdX	0.296	Section vérifiée
sous-sol	Pot70x70	4624.00	3150.64	G+Q+EdX	0.273	Section vérifiée

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

Sens Y :

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit sens Y.

Niveaux	Eléments	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	combinaison	ν	$\nu \leq 0,3$
5ème	POT 60x60	3364.00	3364.00	G+Q+EdY	0.043	Section vérifiée
4ème	POT 60x60	3364.00	726.01	G+Q+EdY	0.086	Section vérifiée
3ème	POT 60x60	3364.00	1143.65	G+Q+EdY	0.136	Section vérifiée
2ème	POT 60x60	3364.00	1600.32	G+Q+EdY	0.161	Section vérifiée
1ère	POT 65x65	3969.00	2096.68	G+Q+EdY	0.211	Section vérifiée
RDC	POT 65x65	3969.00	2575.01	G+Q+EdY	0.260	Section vérifiée
sous-sol	Pot70x70	4624.00	3061.92	G+Q+EdY	0.265	Section vérifiée

➢ **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

c)Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0{,}10$$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	**P_k kN**	**Δ_{kx} cm**	**Δ_{ky} cm**	**V_{kx} cm**	**V_{ky} kN**	**h_k cm**	**θ_{kx}**	**θ_{ky}**	**$\theta \leq 0,1$**
25.16	10754.38	1.07	0.57	3587.72	3699.4	374	0.009	0.000	CV
21.42	10928.68	1.14	0.62	3103.91	3200.54	374	0.011	0.006	CV
17.68	12042.17	1.15	0.67	2822.99	2910.87	374	0.013	0.007	CV
13.94	11362.03	1.07	0.78	2100.1	2165.48	374	0.015	0.011	CV
10.2	11645.4	0.92	0.72	1574.99	1624.02	374	0.018	0.014	CV
6.46	11219.35	0.61	0.5	961	990.91	374	0.019	0.015	CV
2.72	12491.05	0.11	0.07	450.49	464.52	272	0.011	0.007	CV

➢ **Commentaire**

L'effet P- Δ est négligeable dans notre structure.

IV.5. Conclusion

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous

Tableau IV.20 : Dimensionnement finales des éléments.

Eléments	Section initiale	Section choisie	Eléments	Section initiale	Section choisie
Poutres Pricipales x	30x50	30x50	**Poteaux**	70x70	70x70
Poutres Pricipales Y	30x50	30x50			
Poutres nervure	30x40	30x40		65x65	65x65
Poutre Chainage	30x30	30x30			
Voiles périphérique	25xL	25xL		60x60	60x60
Voile de contreventement	20xL	**20xL**			

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99v2003 en utilisant leurs combinaisons.

➢ **Combinaisons données par le CBA93 :**

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q
- ELU (situation accidentelle) : G+Q±E

➢ **Combinaisons données par le RPA99v2003 :**

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple. on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales).

V.2.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Dans notre projet les poutres sont des poutres principales. on a deux cas de poutres cas ordinaire et le cas spécial (le cas spécial c'est des poutres situées entre les voiles qui résulte un grand moment au niveau des appuis de ces poutres).

Tableau V.1 : Les sections calculées d'armatures des poutres.

Elément	(bxh) cm²	M_t kN.m	Combinaison	A_{S1} cm²	M_a kN.m	Combinaison	A_{S2} cm²
Poutres PP (X)	30x50	/	/	/	-254.93	G+Q-Edx	15.16
Poutres PP (Y)	30x50	91.83	1.35G+1.5Q	5.05	-274.77	G+Q-Edx	16.54
Poutres N	30x40	110.32	1.35G+1.5Q	9.43	-174.11	G+Q-Edx	13.43
chaînage	30x30	16.36	1.35G+1.5Q	1.76	-35.55	G+Q-Edx	11.70

Tableau V.2 : Les sections choisies d'armatures des poutres.

Elément	$M_{max}(kN.m)$		$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Poutres P (X)	/	-254.93	/	15.16	4HA16 =8.04cm²	8HA16 = 16.08cm²
Poutres P (Y)	91.83	-274.77	5.05	16.54	3HA16=6.03cm²	6HA16+3CHA16 =18.10cm²
Poutres N	110.32	-174.11	9.43	13.43	5HA16 =10.05cm²	6HA16+3CHA16 =18.16cm²
chaînage	16.36	-35.55	1.76	11.70	3HA12 =3.39cm²	3HA12 =3.39cm²

V.2.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad . \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad . \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V.3 : Vérification des contraintes normales des poutres.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiée
PoutresP (X)	Appui	-207.19	10.56	15	Oui	201.63	134.46	201.63	Oui
	Travée	178.68	13.57	15	Oui	201.63	166.00	201.63	Oui
PoutresP (Y)	Appui	-166.35	10.50	15	Oui	201.63	137.55	201.63	Oui
	Travée	67.24	5.96	15	Oui	201.63	71.29	201.63	Oui
Poutres N	Appui	-122.39	11.70	15	Oui	201.63	148.39	201.63	Oui
	Travée	80.21	8.75	15	Oui	201.63	106.63	201.63	Oui
chaînage	Appui	-23.15	6.50	15	Oui	201.63	63.90	201.63	Oui
	Travée	12.01	3.37	15	Oui	141.35	33.15	201.63	Oui

Sections minimale :

A_{min} = 0.5 % b.h (cm²) RPA99v2003 (Art.7.5.2.1).

Section tendue = A_{tmin} = 0.1 % b.h (cm²) CBA93(Art.B.6.4).

Tableau V.4 : Vérification sections d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres P (X)	8.04	15.16	7.50	1.50	Oui
Poutres P (Y)	5.05	16.54	7.50	1.50	Oui
Poutres N	9.43	13.43	6.00	1.20	Oui
chaînage	1.76	11.70	4.50	0.9	Oui

V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ACC [2]

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutres.

Elément	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres P (X)	188.69	1.32	3.33	Vérifiée
Poutres P (Y)	165.90	1.64	3.33	Vérifiée
Poutres N	128.06	1.138	3.33	Vérifiée
chaînage	33.55	0.406	3.33	Vérifiée

V.2.4. Vérification de la flèche à L'ELS [2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

Tableau V.6 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres P (X)	0.08	0.625	CV	0.08	0.37	CNV	0.005	0.0105	CNV
Poutres P (Y)	0.08	0.625	CV	0.08	0.16	CNV	0.004	0.0105	CNV
Poutres N	0.07	0.625	CV	0.07	0.27	CNV	0.008	0.0105	CNV
chaînage	0.05	0.625	CNV	0.05	0.03	CNV	0.004	0.0105	CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées. donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

Tableau V.7 : Vérification de la flèche des poutres principales (X).

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	**h**	**L**	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	**[f]**	$[f_{adm}]$	
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		**Oui**
30	60	3.5	0	178.68	118.89	8.04	16.08	2.9	7.00	

Tableau V.8 : Vérification de la flèche des poutres principales (Y).

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	**h**	**L**	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	**[f]**	$[f_{adm}]$	
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		**Oui**
30	50	5.5	-62.81	67.24	-63.87	6.03	6.03	3.7	10.5	

Tableau V.9 : Vérification de la flèche des poutres nervures.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		Non
30	40	10	-105.23	80.21	-105.23	10.05	6.03	10	16.5	

On doit augmenter la section d'armature As1 : on prend 7HA16 = 14.07 cm².

Tableau V.10 : Vérification de la flèche des poutres chinage.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		Oui
30	30	5.45	-18.87	12.01	-21.65	3.39	3.39	0.2	10.4	

On a effectué tous les vérifications dans les poutres principales (cas spécial) elles sont toutes vérifiées.

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_e400.

Le calcul des armateurs transversale et leurs espacements se fait suivant l'annexe E.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Tableau V.11 : La section d'armatures transversales.

Elément	τ_u(MPa)	$S_{calculée}$ RPA		$S_{adoptée}$(cm)		A_t choisie cm^2
		ZN	ZC	S(ZN) cm	S′(ZC) cm	
Poutres P (X)	1.32	10	22.50	10	15	4HA8 = 2.01
Poutres P (Y)	1.64	10	22.50	10	15	4HA8 = 2.01
Poutres N (X)	1.138	10	20	10	15	4HA8 = 2.01
Chinage	0.406	10	20	10	15	4HA8 = 2.01

Avec ce choix de section d'armatures. toutes les vérifications sont vérifiées.

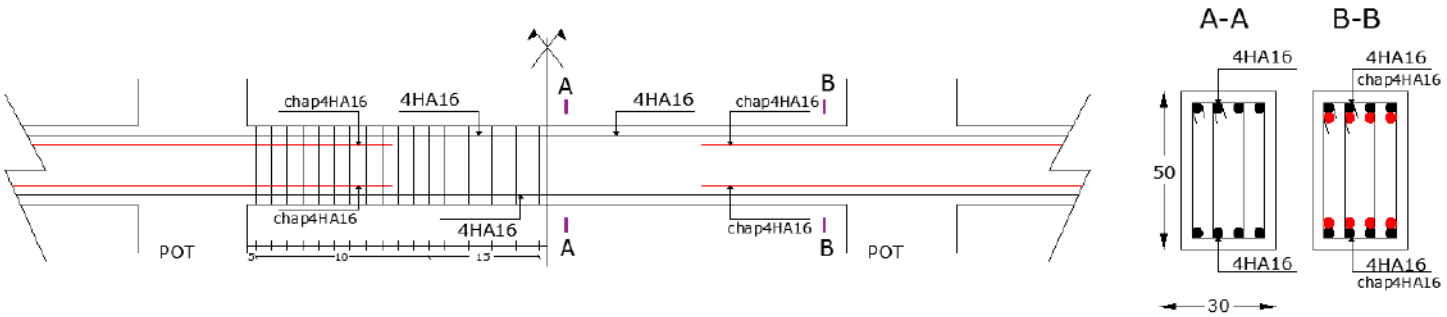


Figure V.1 : Ferraillage des poutres principalessens X.

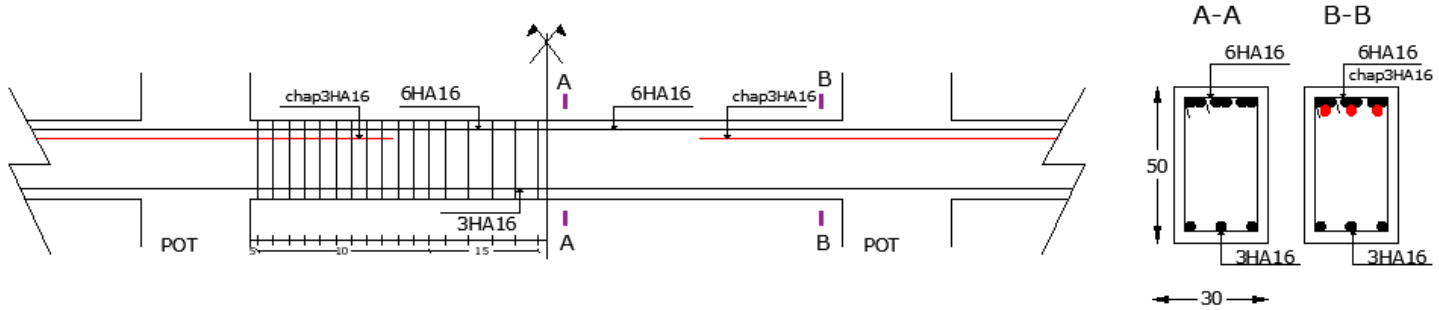


Figure V.2 : Ferraillage des poutres principalessens Y.

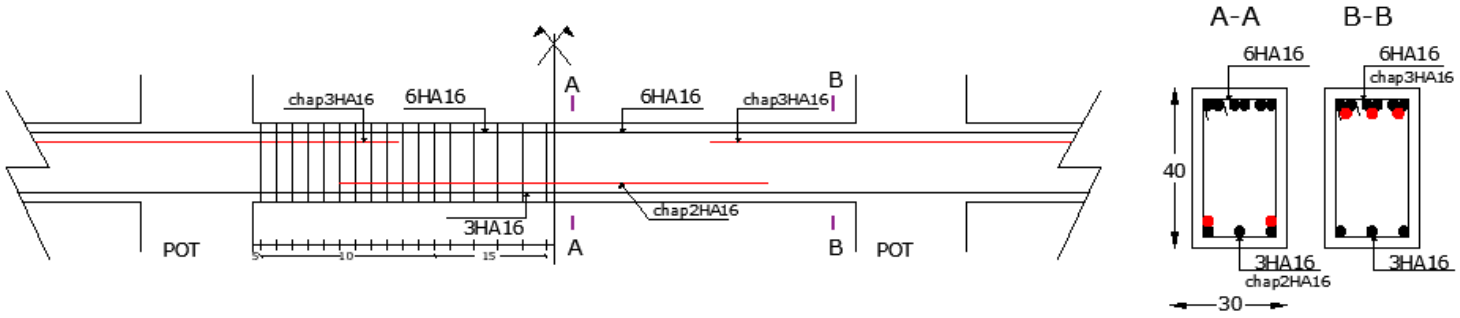


Figure V.3 : Ferraillage des poutres nervures.

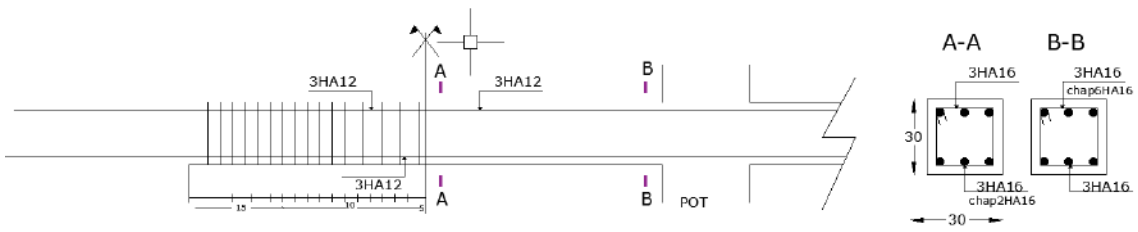


Figure V.4 : Ferraillage des chaînages.

V.2.6. Etude thermique

V.2.6.1. Introduction

Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique que pour toutes constructions situées à l'air libre des variations uniformes de températures suivantes :

- ✓ En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- ✓ Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.
- ✓ Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Donc. en plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux. notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

V.2.6.2. La procédure de calcul selon le CBA 93

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan LX = 38.65 m et LY = 39.65 m. un calcul à la température a été conduit sur la base $\Delta t = 50°C$.

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité. les plus exposées à la variation de température. en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP2000V23.2.0 en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

V.2.6.3. Calcul de ferraillages

Sens X : $N_X = \theta \times S \times E \times \Delta t$

Les poutres considérées dépassant les 30 mètres linéaires sont les poutres exposée ou chargement climatique doivent faire l'objet de calcul thermique. Ce ne sont que les poutres du plancher terrasse qui sont concernées par ce type de calcul (poutres de terrasse).

Le calcul se fait en flexion composé avec la combinaison ultime **1.35G+1.5Q+0.8T.**

Tableau V.12 : Calcul de l'effort thermique.

E (KN/m²)	Sp (m²)	Δt (°C)	θ	N_x(kN)
3.2164×10^7	0.12	50	1×10^{-5}	1929.852

Tableau V.13 : Ferraillage longitudinales.

Elément	Position	NT (KN)	Mu (KN.m)	AS1 (cm²)	AS2 (cm²)	A_{choi} (cm²)
PoutrePP 30x50	Appui	1929.85	-127.67	35.90	19.58	12HA20= 37.70
	Travée	1929.85	97.63	21.50	33.98	12HA20= 37.70

V.2.6.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Tableau V.14 : Vérification des contraintes des poutres.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
PoutrePP 30x50	Appui	-94.57	2.79	15	Oui	58.82	36.52	201.63	Oui
	Travée	72.31	2.13	15	Oui	44.92	27.89	201.63	Oui

V.2.6.5. Vérification de cisaillement à l'ELU [2]

Tableau V.15 : Vérification des contraintes de cisaillement

Elément	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	ZN	ZC	∅	At
PoutrePP 30x50	135.76	0.95	2.50	Oui	10	15	8	6HA8 =3.02

V.2.6.6. Vérification de la flèche à l'ELS [2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

Tableau V.16 : Vérification préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
PoutrePP 30x50	0.04	0.06	CNV	0.04	0.25	CNV	0.03	0.01	CV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées. donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

Tableau V.17 : Vérification de la flèche de poutre .

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	[f_{adm}]	
cm	cm	m	kN.m			cm²		mm		**Oui**
30	50	6.10	-94.57	72.31	-94.57	37.70	37.70	0.90	11.50	

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales. donc. le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée$(N. M_x. M_y)$.

V.3.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 »

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence. droites et sans crochets.

Leur pourcentage est limité en zone III par :

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b*h} \leq 3\%$ (Zone courante) ; $0.9\% \leq \frac{A_l}{b*h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement)

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.

La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser :

20 cm en zone III.

La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$; h_e la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion. nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- N_{max} et $M_{x\ correspondant}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- N_{min} et $M_{x\ correspendent}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- M_{max} et $M_{\ correspondant}$ et $N_{correspendent}$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans les tableaux suivant :

Tableau V.18 : La section d'armatures des poteaux.

Dim	Cas	N kN	$M_{x\,corr}$ kN.m	$M_{x\,corr}$ kN.m	As1 cm²	As2 cm²	A_{min}(RPA) cm²	A choisie cm²
70x70	Nmax->Mcorr	3955.59	117.31	-366.64	3.50	2.10	44.10	4HA20+ 16HA16= 44.74
	Mmax ->Ncorr	3698.91	128.95	381.71	3.50	2.10		
	Nmin ->Mcorr	1519.18	16.48	78.98	3.50	2.10		
65x65	Nmax ->Mcorr	3024.83	47.31	-196.05	3.25	1.95	38.025	20HA16 = 40.21
	Mmax ->Ncorr	1808.46	41.58	230.00	3.25	1.95		
	Nmin ->Mcorr	521.78	20.72	8.58	3.25	1.95		
60x60	Nmax ->Mcorr	1392.55	28.81	-197.18	3.00	1.80	32.4	4HA16+16 HA14= 32.67
	Mmax ->Ncorr	1392.55	28.81	-197.18	3.00	180		
	Nmin ->Mcorr	35.46	-3.69	4.16	3.00	1.80		

V.3.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

Tableau V.19 : Vérification des contraintes normales des poteaux.

Dim	Cas	N KN	$M_{x\,corr}$ Kn.m	$M_{x\,corr}$ Kn.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ'_s MPa	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
70x70	Nmax->Mcorr	2874.50	85.41	-266.78	9.04	0	126.10	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	2690.66	93.77	277.58	8.97	0	124.64	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	1105.52	11.88	57.01	2.66	0	37.97	Vérifiée
65x65	Nmax ->Mcorr	2066.45	38.42	148.84	6.75	0	94.49	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	1688.86	32.35	152.83	6.01	0	83.46	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	398.49	-14.94	-2.31	0.98	0	14.32	Vérifiée
60x60	Nmax ->Mcorr	1014.86	21.12	-143.67	5.67	11.87	76.34	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	333.87	43.47	252.56	8.90	168.85	106.17	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	25.94	-2.70	2.93	0.17	0.70	2.38	Vérifiée

V.3.3. Armatures transversales

Le calcul des armatures transversales des poteaux et leurs espacements se fait suivant les règlements CBA93 et RPA99version2003 (Annexe D).

Tableau V.20 : La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu	λ_g	ρ	Zone	S_t RPA	$A_{t\,ch}(cm^2)$
70x70	200.932	2.72	3.75	Nodale	10	6HA10= 6.28
				Courante	10	6HA10=6.28
65x65	119.371	4.03	3.75	Nodale	10	6HA10=6.28
				Courante	15	6HA10=6.28
60x60	160.954	4.36	3.75	Nodale	10	6HA8=3.02
				Courante	10	6HA8=3.02

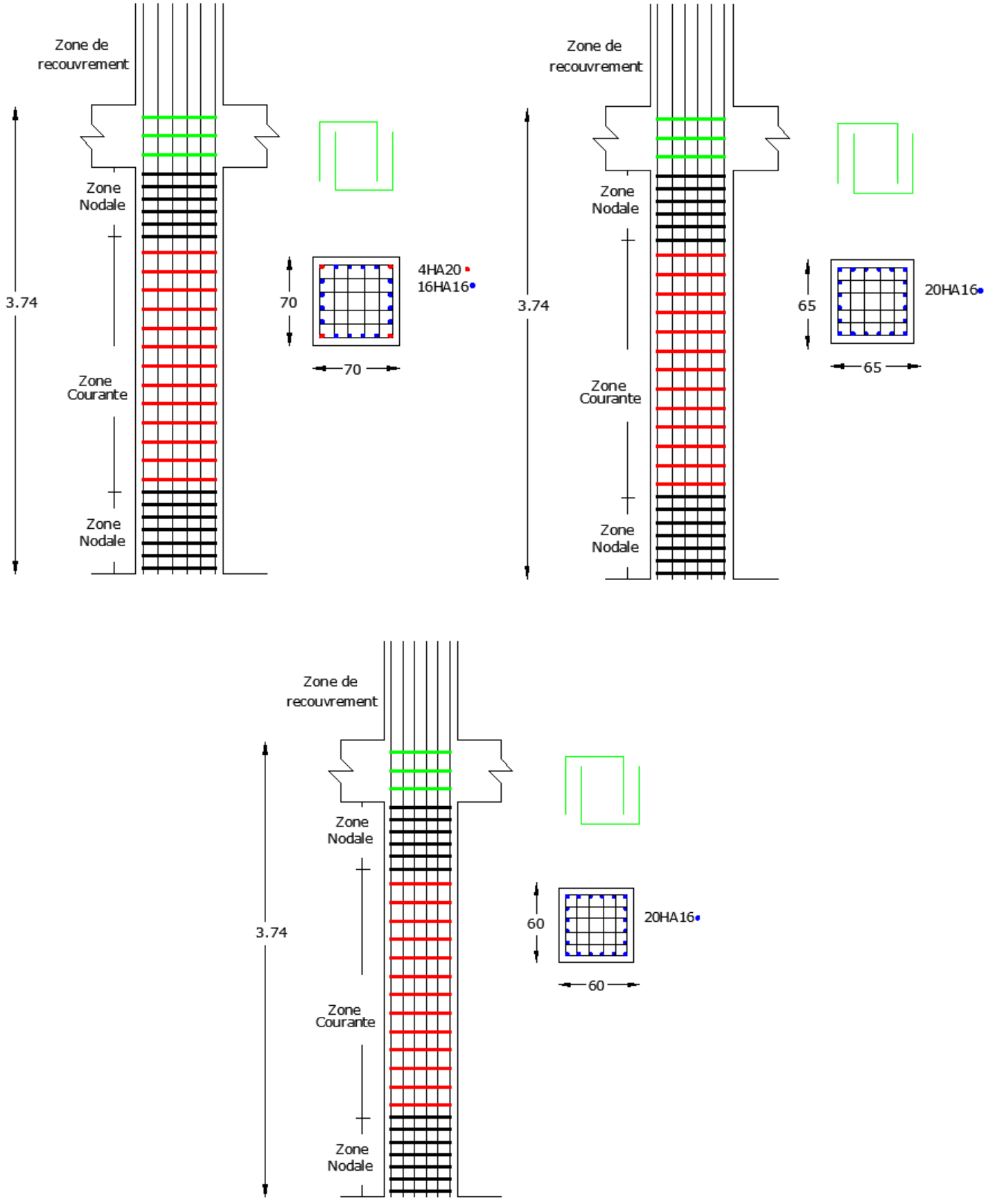


Figure V.5 : Ferraillage des poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticale " G " et " Q " et horizontales " E ". les forces verticales provoquent les efforts normaux. tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux. des efforts tranchant ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet on a des voiles pleines et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleines sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux). le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des forces (comme les voiles pleines). et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien en traction/compression.

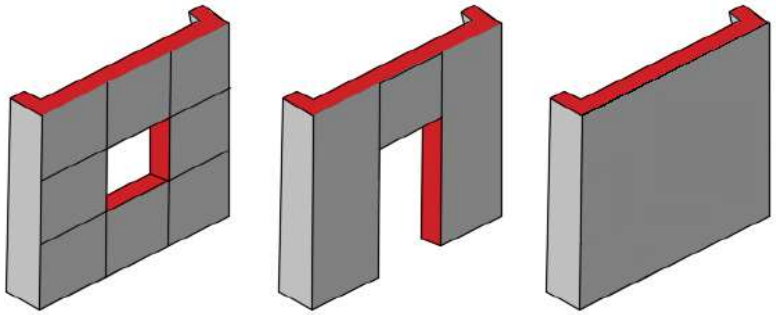


Figure V.6 : Types des voiles a ferraillé.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul des armatures verticales

Nous utilisons la méthode des forces pour le calcul de ferraillage.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_tB_t$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_cB_c$: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2xA_v}{axB_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\%B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant :

Tableau V.21 : La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	S cm²	d cm	C cm	L/10 cm	N kN	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
2	20x260	247.00	13.00	26.00	24.002	-1602.96	**S.P.C**	16.55	0.00
4	20x550	522.50	27.50	55.00	-631.72	-5262.37	**S.E.T**	36.88	0.00
5	20x430	408.50	21.50	43.00	-1863.86	-3417.45	**S.E.T**	49.38	0.00
A	20X280	266.00	266.00	28.00	-976.70	-1063.83	**S.E.T**	24.81	0.00
B	20X500	475.00	25.00	50.00	-946.226	-1764.649	**S.E.T**	26.25	0.00
E	20x512	486.4	25.60	51.20	-344.67	-169.52	**S.E.T**	26.88	0.00
V1	20X530	503.50	27.89	53.00	-1156.59	230.74	**S.E.T**	17.63	0.00
V2	20X260	247.00	13.00	26.00	-749.264	-817.260	**S.E.T**	19.66	0.00
V8	20x300	285.00	15.00	30.00	-1988.76	-193.62	**S.E.T**	8.93	0.00

Tableau V.22 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St cm	$A_{courante\ choisie}$ cm²	St cm
2	16.55	0.00	2x(5HA16)=20.10	5	2x(20HA8)= 20.10	10
4	36.88	0.00	2x(10HA16)=40.19	10	2x(11HA8)=11.05	20
5	49.38	0.00	2x(13HA16)=52.25	8	2x(14HA8)=14.07	16
A	24.61	0.00	2x(7HA16)=28.13	10	2x(5HA10)=7.85	20
B	26.25	0.00	2x(7HA16)=28.13	15	2x(10HA8)=10.05	30
E	26.88	0.00	2x(7HA16)=28.13	15	2x(9HA10)=14.13	30
V1	17.63	0.00	2x(5HA16)=20.10	10	2x(7HA8)=7.03	20
V2	19.66	0.00	2x(5HA16)=20.11	10	2x(7HA8)=14.08	20
V8	8.93	0.00	2x(3HA16)=12.06	15	2x(8HA8)=8.04	30

V.4.1.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS [2]

Tableau V.23 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S cm²	N kN	M kN.m	σ_b MPa	σ_b MPa	σ'_s MPa	Vérification
2	20x260	778.41	-8.13	1.37	0.00	20.50	Oui
4	20x550	1046.40	-12.806	0.87	0.00	12.99	Oui
5	20x430	977.482	72.378	1.05	0.00	15.43	Oui
A	20X280	687.18	-1.69	0.84	0.00	12.58	Oui
B	20X500	890.95	-3.24	0.82	0.00	12.37	Oui
E	20x512	1469.49	15.65	1.34	0.00	20.06	Oui
V1	20X530	371.63	11.11	0.73	0.00	10.77	Oui
V2	20X260	597.66	-28.44	1.13	0.00	16.78	Oui
V8	20x300	1535.91	-41.29	2.53	37.83	40.53	Oui

V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC [1]

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad . \quad V_u = 1.4 \times T$$

Tableau V.24 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
2	20x260	608.746	1.171	5	Oui
4	20x550	1634.22	1.485	5	Oui
5	20x430	1436.68	1.671	5	Oui
A	20X280	574.22	1.025	5	Oui
B	20X500	812.26	0.812	5	Oui
E	20x512	183.13	0.179	5	Oui
V1	20X530	76.33	0.158	5	Oui
V2	20X260	373.40	0.821	5	Oui
V8	20x300	170.29	0.142	5	Oui

V.4.1.2. Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales. leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile.

Le calcul de At et d'espacement se fait selon l' annexe E.

Tableau V.25 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	T kN	τ MPa	N kN	K	Stcal CBA cm	$Sth_{choisie}$ cm	Ah_{ch} cm^2
2	608.746	1.171	12515.31	1.0055	33.66	15	2x(21HA8)=21.10
4	1634.22	1.485	6296.06	0.7703	18.10	15	2x(21HA8)=21.10
5	1436.68	1.671	4410.19	0.1331	11.41	15	2x(21HA8)=21.10
A	574.22	1.025	2076.43	0.3024	21.68	15	2x(21HA8)=21.10
B	812.26	0.812	1987.42	0.6215	43.04	15	2x(21HA8)=21.10
E	183.13	0.179	7479.86	0.8508	58.56	15	2x(21HA8)=21.10
V1	76.33	0.158	6315.12	0.0442	139.03	15	2x(21HA8)=21.10
V2	373.40	0.821	5700.13	0.4249	32.70	15	2x(21HA8)=21.10
V8	170.29	0.142	3612.43	1.2184	28.93	15	2x(21HA8)=21.10

V.4.1.3. Armatures d'attache

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers d'attache (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$. $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe. les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40.\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux. on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b > 0.06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad . \quad \overline{V} = 1.4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

On devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux A_l.
- ✓ Des aciers transversaux A_t.
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Zf_e} \quad . \quad Z = h - 2c \quad . \quad M = 1.4M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & linteau\ long \\ \lambda < 1 & linteau\ court \end{cases}$$

Linteaux longs :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1.4V_u$

Linteaux courts :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 \times V_u \quad . \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression (τ_b> 0.06.f_{c28})

a) Aciers diagonales

Les efforts (M. V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

b) Armatures longitudinales

$$(A_l . A_l') \geq 0.15\% \ (b \times h)$$

c) Armatures transversales

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b \times s$$

$$\text{Pour} : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

d) Armatures de peau

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.26 : Choix de la méthode de calcul.

Voile	Niveau	e cm	h cm	L cm	V kN	M kN.m	τ_b MPa	$\tau_b \leq 0.06.f_{c28}$	Cas
A	Dans tous Les étages	20	1.94	2.20	1468.33	-63.46	5.89	Non	Traction/Compression
V1				1.75	1054.84	817.023	4.23		
V2				2.00	1252.85	-44.00	5.02		

Traction/Compression :

Tableau V.27 : La section choisie d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)				
		A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	A_l	S_t cm	A_t	A_p
A	Dans tous les étages	26.59	5.82	1	7.76	2x(8HA16) =32.15	2x(2HA14) =6.16	15	2HA8 =1.01	2x(8HA8) =8.04
V1		17.62	5.82	0.75	7.76	2x(6HA14) =18.46	2x(2HA14) =6.16	15	2HA8 =1.01	2x(8HA8) =8.04
V2		22.20	5.82	0.75	7.76	2x(6HA16) =24.13	2x(2HA14) =6.16	15	2HA8 =1.01	2x(8HA8) = 8.04

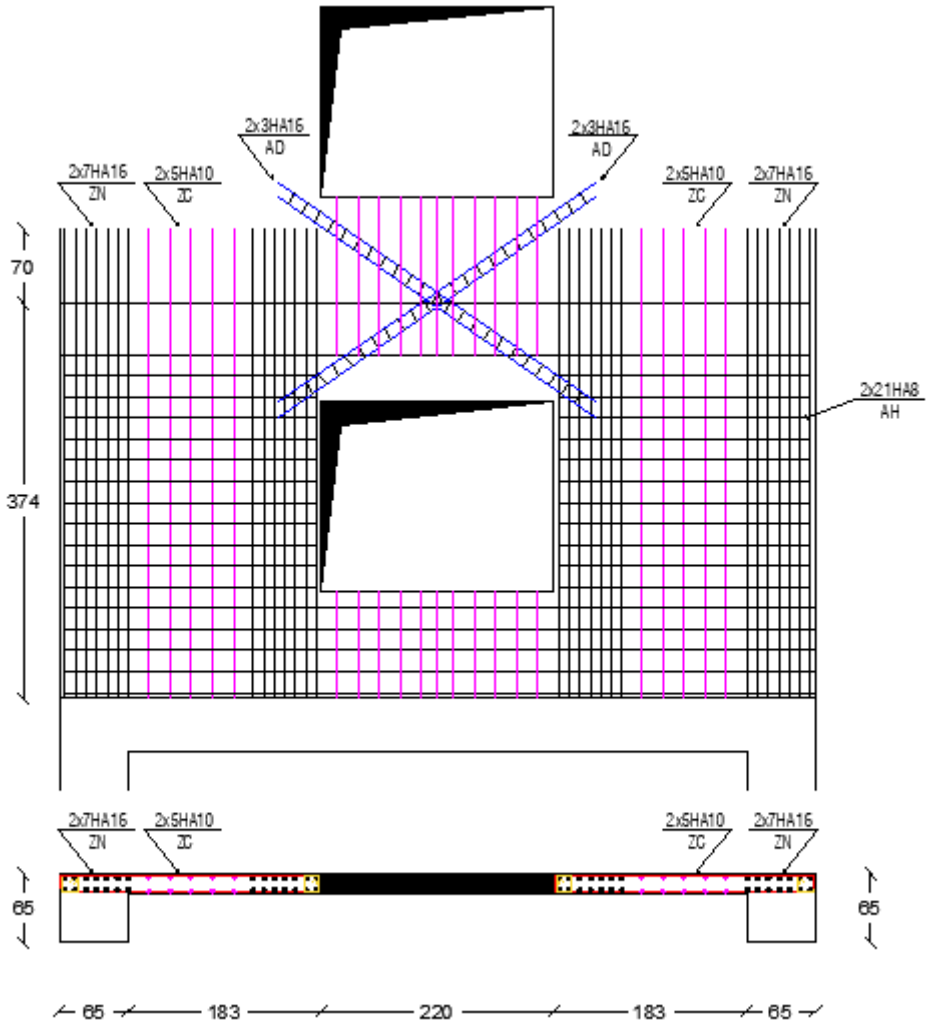


Figure V.7 : Ferraillage voile (trimeaux. linteaux)

Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.1. Connaissance du site et du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature rocheuse calcaire.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (**W % = 12.29%**)
- De Moyenne cohésion. (**c = 0.50 bars**)
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ **=20°**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**7.73**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (**0 %**)
- Le taux de carbonates est moyen. (**31 %**)

VI.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.80 bars**

La profondeur d'ancrage de **3.00 m** par rapport au niveau du sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.3. Les efforts normaux à base de la structure

- A l'ELS

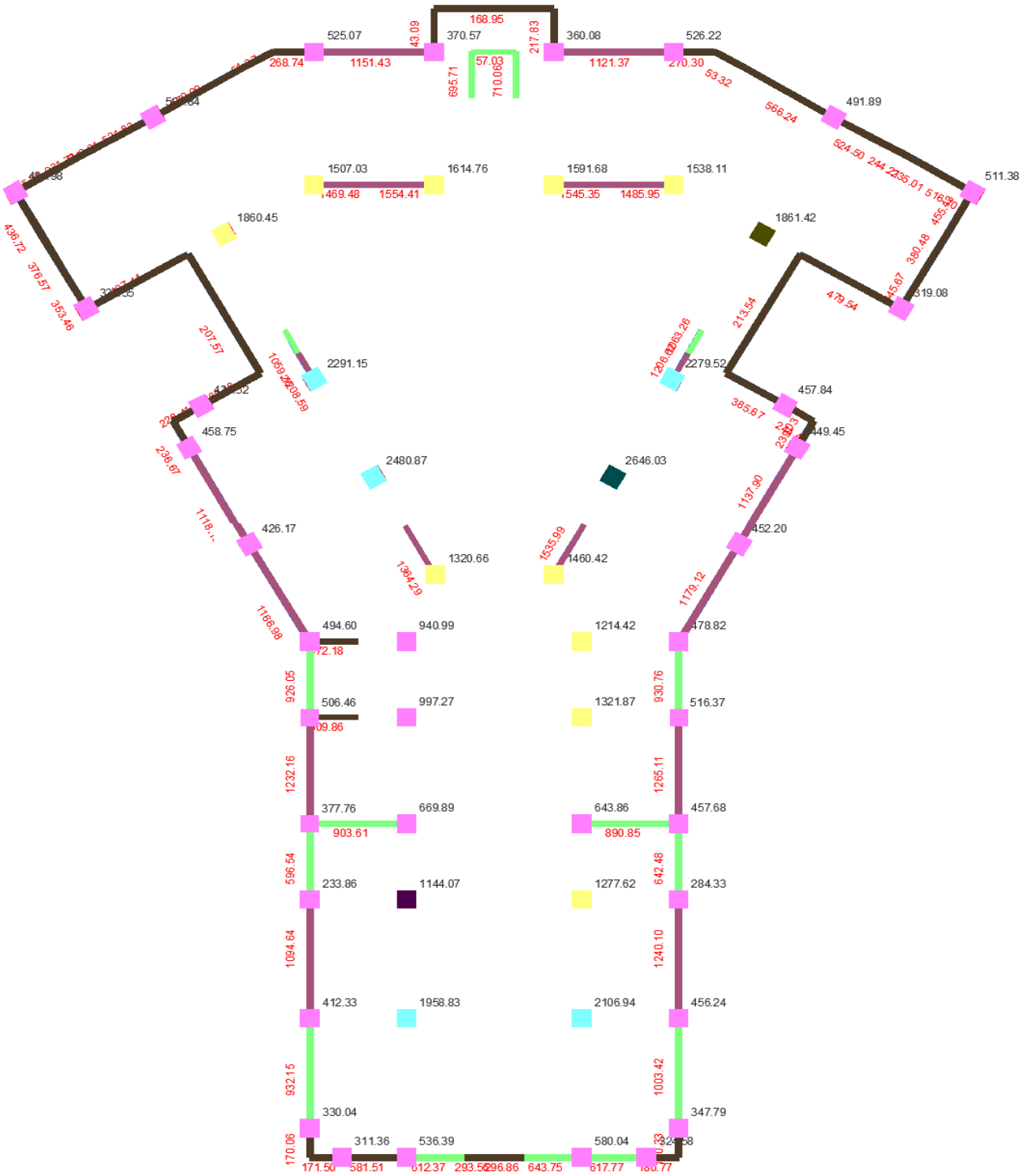


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.4. Calcul des semelles isolées

VI.4.1. Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de " A et B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre Statique : **e** = $\frac{M}{N}$

Diagramme trapézoïdale :

$[\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]$ B ^{3} -[N] B -[3e_{0b} N] ≥ 0

$[\frac{b}{a}\bar{\sigma}_{sol}]$ A ^{3} -[N] A -[3e_{0b} N] ≥ 0

Diagramme triangulaire :

$[1{,}995\,\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]$ B ^{2} -$[3{,}99\frac{a}{b}e_{0b}\bar{\sigma}_{sol}]$ B -[2N] ≥ 0

$[1{,}995\,\frac{b}{a}\bar{\sigma}_{sol}]$ A ^{2} -$[3{,}99\frac{b}{a}e_{0b}\bar{\sigma}_{sol}]$ A -[2N] ≥ 0

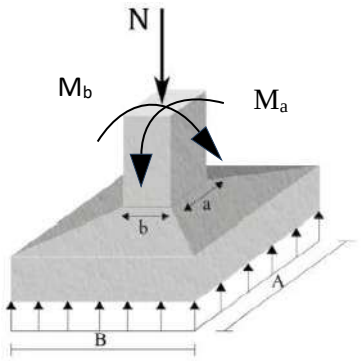


Figure VI.2 : Semelle isolée.

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

S	a cm	b cm	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	A cal (m)	B cal (m)	A ch (m)	B ch (m)	h cal (cm)	h ch (cm)
S1	70	70	2646.03	51.78	-156.18	3.83	3.83	5	5	81.25	110
S2	70	70	1861.42	44.61	-59.70	3.22	3.22	4	4	66	85
S3	70	70	1144.07	34.53	62.76	2.52	2.52	3	3	48.5	60

VI.4.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

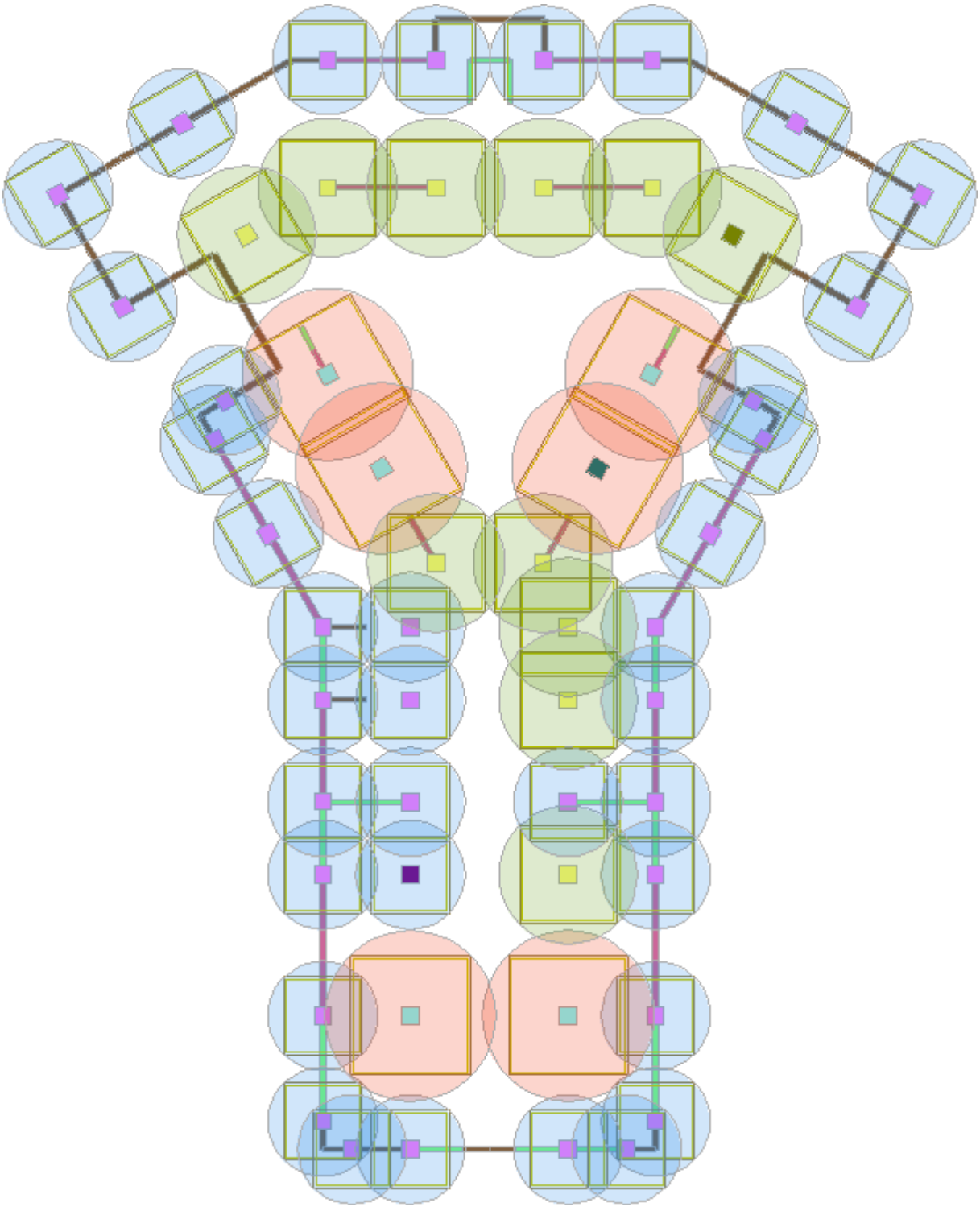


Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle.

➢ **Remarque**

D'après le Figure VI.3, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles .

On passe à l'etude des semelles filantes .

VI.5. Calcul des semelles filantes

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

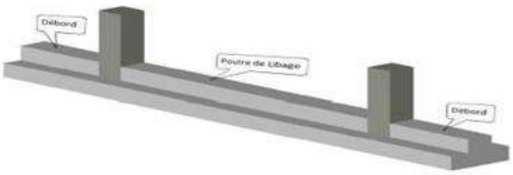


Figure VI.4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

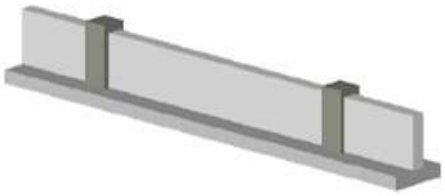


Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles.

VI.5.1. Dimensionnement des semelles filantes

➢ Après plusieurs choix des semelles filantes nous obligeons de prendre des semelles filantes croisées, (semelles filante dans les deux sens$\frac{N_{pot}}{2}$)

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait comme suit :

Semelle filante sous plusieurs poteaux : ($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$). Transversalement considérer comme une semelle isolée ayant un effort normal N : maximum des efforts des poteaux liés à la semelle filante.

Semelle filante sous mur (voile) avec N et M : on prendre A = 1m et le dimensionnent reste comme une semelle isolée.

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	A m	N_{ser} kN	B calculé m	B adopté m	h calculé cm	h adopté cm	σ_{sol} calculé Bar	$[\overline{\sigma}_{sol}]$ Bar
Sous Plusieurs poteaux	4.47	2646.03	1.94	2.20	41.10	45.00	1.78	1.8
Sous voiles	1.00	1515.70	1.64	1.80	36.75	45.00	1.74	

VI.5.2. Vérification de la stabilité au renversement [1]

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI.3 : Vérification de renversement des semelles filantes.

Semelle filante	N_{ser} kN	M_{ser} kN	e_0 cm	B m	$\frac{B}{4}$ cm	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
Sous plusieurs poteaux	2645.79	155.77	5..88	2.20	55.00	Oui
Sous voiles	1515.7	34.30	2.26	1.80	45.00	Oui

VI.5.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle filante	h cm	F_{limite} kN	F_u kN	Vérification
Sous plusieurs poteaux	45.00	1552.50	1840.10	Non
Sous voiles	45.00	4218.75	4160.77	Oui

- **La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.**

VI.5.4. Ferraillage des semelles filantes

VI.5.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Tableau VI.5 :Choix de méthode de calcul .

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	Méthode
Sous plusieurs poteaux	1820.26	35.57	1.95	Des bielles

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Méthode des bielles $\begin{cases} A_b = \frac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$

- Armatures principales

Tableau VI.6 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u KN	A m	B m	A calculée cm^2	A choisie cm^2	St cm
Sous plusieurs poteaux	1820.26	4.47	2.20	23.99	29HA12 = 32.80	15

- Armature de répartitions

Tableau V.7: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	A choisie cm^2	St cm
Sous plusieurs poteaux	7.33	2.20	4.04	2x(4HA12) =9.05 cm^2	20

VI.5.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle à B.

Tableau VI.8 : Vérification de méthode de calcul.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	Méthode
Sous voiles	4160.77	47.20	1.13	Des bielles

- Armatures principales

Tableau VI.9 : Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_u/ml KN	e_0(cm)	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
Sous voiles	4160.77	47.20	1.13	1.80	7.90	10HA12=11,31	10

- Armature de répartitions

Tableau VI.10 : Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	$A_{calculée}$ cm^2	St cm
Sous voiles	11,31	1,80	2.84	2x(5HA12) =11.31 cm^2	15

VI.5.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura inferieur à la largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5kll^4max}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164,2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 12 kg/cm^3 bon sol).
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI.11 : Pré dimensionnement des poutres de libage.

Poutre de libage	L_{max} M	$h_{pcalculé}$ m	$h_{padopté}$ m	b_p m
	5.80	88.95	90	0,70

VI.5.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage [2]

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.12 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage.

Semelle filante Sous plusieurs poteaux	h cm	F_{limite} kN	F_u kN	Vérification
Sous plusieurs poteaux	70.00	3640.520	4320.00	Oui

VI.5.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU [2]

On doit vérifier **:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$; $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2{,}50\ MPa$…… (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.13 : Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
Poutre de libage	70	90	1083.151	1.78	2,50	Oui

VI.5.8. Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort normal diffèrent.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m^2) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU}=\frac{\sum N_U+1{,}35\times(P_{semelle})+P_{poutre\ de\ libage}}{BxL} \quad \sigma_{ELS}=\frac{\sum N_{ser}+(P_{semelle})+P_{poutre\ de\ libage}}{BxL}$$

Avec :

- ∑Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$F_{ELU} = \sigma_{ELU}$ x B $F_{ELS} = \sigma_{ELS}$ x B

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans les travée longs).

Tableau VI.14 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
Poutre de libage	1,56	1.65	363.20	264.00

VI.5.8.1. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.15 : Ferraillage longitudinal des poutresde libage.

Elément	bxh cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	As1	As2
Poutre de libage	70x90	-523.52	1047.03	17.95	37.42

VI.5.8.2. Armatures choisis en travées et en appui

Tableau V.16 : Ferraillage longitudinal des poutresde libagechoisis.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$(cm²)		$A_{choisie}$(cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Poutre de libage	-523.52	1047.03	17.95	37.42	9HA16 = 18.10	20HA16 = 40.21

Sections minimale :

A_{min} = 0,5 % b.h (cm²) RPA99v2003 (Art.7.5.2.1).

Section tendue = A_{tmin} = 0,1 % b.h (cm²) CBA93 (Art.B.6.4).

Tableau VI.17 : Vérification de sections d'armatures.

Elément	A_t(cm²)	A_a(cm²)	A_{min}(cm²)	A_{tmin}(cm²)	Vérification
Poutre de libage	18.10	40.21	31.50	6,30	Oui

VI.5.8.3. Vérification des contraintes normales a L'ELS [2]

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau VI.18 : Vérification des contraintes normales des poutres de libages.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérification	σ_s MPa	σ_s' MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiction
Poutre de libage	Appui	-768.95	5.33	15	Oui	201,63	68.12	201,63	Oui
	Travée	384.48	8.14	15	Oui	201,63	109.51	201,63	Oui

VI.5.8.4. Armature transversales

Le calcul des armatures transversales et leurs espacements se fait suivant l'annexe E.

Tableau VI.19 :Armateurs transversales.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	H cm	T kN	τ MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
70	90	1083.151	1,78	10		8	6HA8= 3,02

VI.5.8.5. Vérification de la flèche a L'ELS [2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

Tableau VI.20 : Vérifications préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	h/L	1/16	h/L≥1/16	h/L	$Mt/10M_0$	h/L≥$Mt/10M_0$	$A/b_{0a}A$	$4,2/f_e$	$A/b_{0a}A \geq 4,2/f_e$
Poutre de libage	0,15	0.36	CNV	0,15	1.05	CNV	0,014	0,0105	CV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93 [2]

[**f**]adm = $\frac{L}{500}$ Si L ≤ 5 m. [**f**]adm = 0,5 cm + $\frac{L}{1000}$ Si > 5 m.

Tableau VI.21 : Vérification de la flèche de poutre de libage.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	[f_{adm}]	
cm	cm	m	kN.m			cm²		mm		Oui
70	90	5.80	-1047.04	384.48	-1047.04	18.10	14.08	1.4	10	

VI.5.8.6. Armatures de peau [2]

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 100 cm le CBA93 [2] exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= 5,40cm², donc on adopte 6HA12=6,79cm².

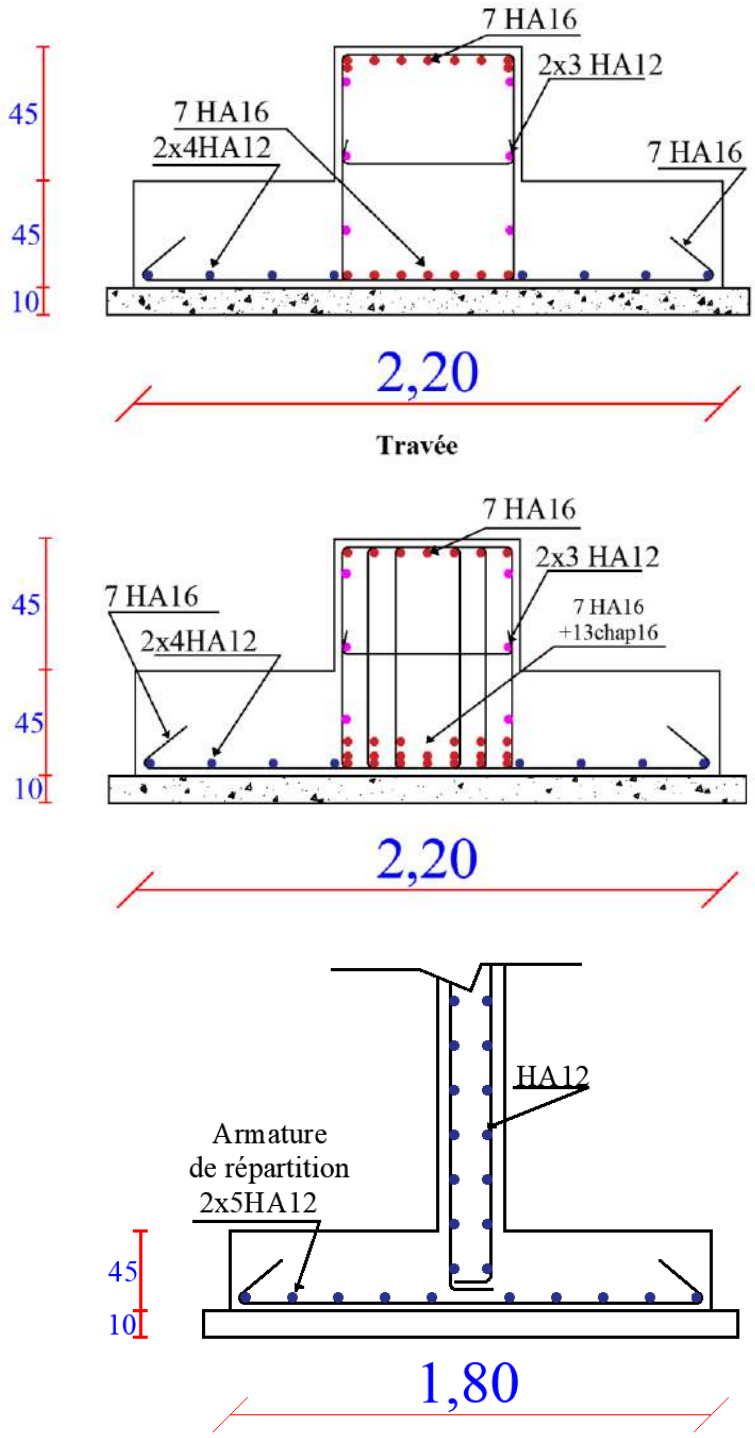


Figure VI.6 Ferraillage des semelles

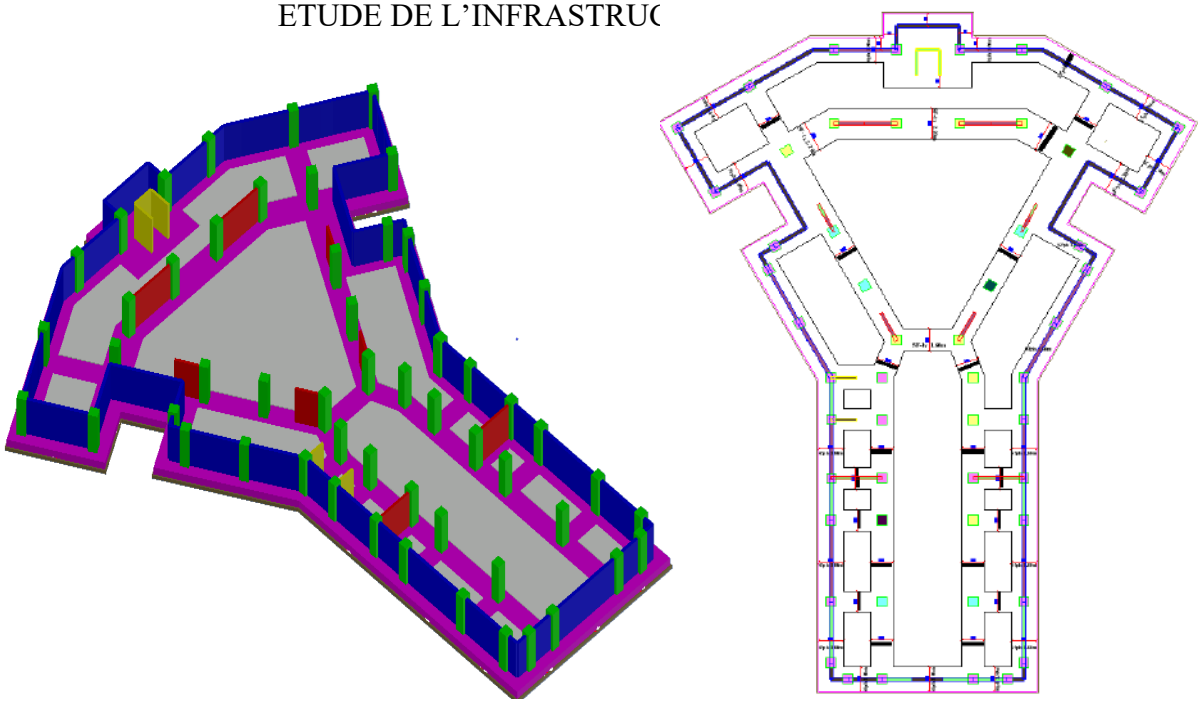


Figure VI.7 Vue en 3D et 2D

VI.6. Ferraillage des voiles périphériques

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 2.72 et une épaisseur de 25cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho=\frac{2.72}{5,80}$= 0,674 >0,4 donc le panneau se travaille suivant les deux direction, on utilisons la méthode des lignes du rupture (annexe C) pour le calcul des moments à l'ELU, et la méthode forfaitaire(annexe D) pour les calcul des moments à l'ELS.

VI.6.1. Calcul de la poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2 \quad \text{avec } h = 2.72 \text{ m} \quad ; \quad K_\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

Tableau VI.22 : Tableau des données.

γ (KN/m²)	ϕ °	K_γ	P1 (kN/m²/ml)	q_ukN/ml	q_{ser} kN/ml
16.80	20	0.48	30.26	20.42	15.13

VI.6.2. Calcul de ferraillage a l'ELU

Tableau VI.23 : Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique.

	Elément	Mu kN.m	Ep cm	$A_{calculée}$ cm²	Amin cm²	St cm	Choix cm²

Suivant x	Les armatures verticales	Travée	12,87	25	2.70	2,50	15	7HA12=7,92
		Appuis	-4,54		2,70	2,50	15	7HA12=7,92
Suivant y	Les armatureshorizontales	Travée	3.22		2.70	2,50	15	7HA12=7,92
		Appuis	-1.89		2,70	2,50	15	7HA12=7,92

VI.6.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau VI.24 : Vérification des contraintes normalesde voile périphérique.

Elément	**M_{ser}(kN.m)**		**σ_b MPa**	**$\overline{\sigma_b}$ MPa**	**Vérifiée**	**σ_s MPa**	**$\sigma_s{}'$ MPa**	**$\overline{\sigma_s}$ MPa**	**Vérifiée**
Suivant x	Travée	9.53	0,79	15	Oui	9.45	9.45	201,63	Oui
	Appui	-3.36	0,27	15	Oui	3.27	3.27	201,63	Oui
Suivant y	Travée	2.38	0.19	15	Oui	2.32	2.32	201,63	Oui
	Appui	-1.40	0,11	15	Oui	1.36	1.36	201,63	Oui

VI.6.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU[2]

On doit vérifier :$\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0{,}07 \times fc28}{\gamma b}; \; T_{max} = \frac{qu.lx.ly}{2ly+lx}$$

Tableau VI.25 : Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique.

Elément			**Vérification**		
b cm	**h cm**	**Tu kN**	**T MPa**	**$\bar{\tau}$ MPa**	Oui
100	25	22.50	0.082	1,17	

CONCLUSION GENERALE

Toute en long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée nous permet de se rapprocher le plus possible au comportement des structures régulières (structure géométriquement et tortionnairement symétrique) en obtenant dans les deux premiers modes une translation suivant les deux axes principaux et dans le troisième mode une rotation.

- Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0.499s et un nombre des modes élevé (879modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage à cause de leur rôle porteur les poutres principales(30x50)cm² et nervures (30x40) cm², nous avons adopté un diamètre(HA16) et chainage(30x30) cm² ,nous avons adopté un diametre (HA12) .

- Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendus presque pour tous les étages.

- Finalement, pour l'infrastructure, les semelles filantes croisées pour tout les étages étaient le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖[1] Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖[2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 23.1.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2021.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0: la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_{v-} f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & \text{SI} \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & \text{SI} \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.
Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

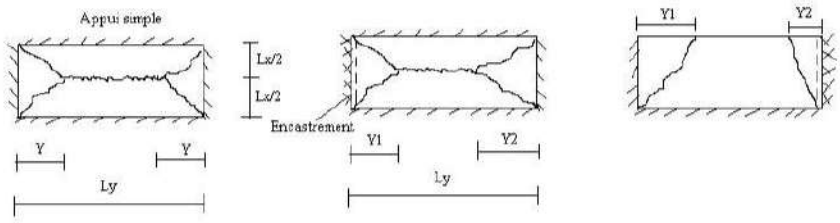
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

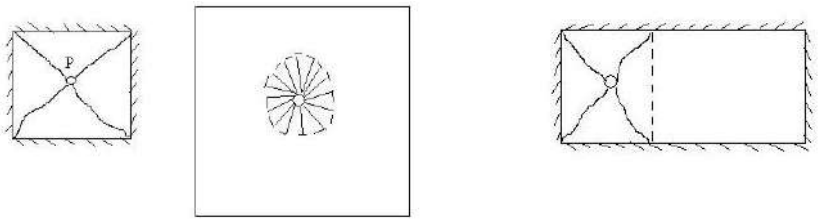
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul coté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0{,}8\, M_0$$

$$M_a = -0{,}5\, M_0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qL_x^2}{8}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

$$M_{tx} = 0{,}85\, M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}85\, M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}3\, M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\, M_x \text{ (appui intermédiaire)}$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0{,}75\, M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}75\, M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\, M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

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

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

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{Pl_x}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\Upsilon_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$$a \leq \text{Min } [3h \text{ et } 33 \text{ cm}] \text{ (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min } [2h \text{ et } 22 \text{ cm}] \text{ (charges concentrées)}$$

- Armatures de répartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$$a \leq \text{Min } [4h \text{ et } 45 \text{ cm}] \text{ (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min } [3h \text{ et } 33 \text{ cm}] \text{ (charges concentrées)}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x \text{ et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty}, \emptyset_{ax} \text{ et } \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d_y = d_x - (\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2})$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend $f_e = 400$ MPa.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003:
$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 * b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & \text{zone nodale} \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\% \quad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$