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 d'habitation RDC + 8 étages

Présenté par

MOUSSAOUI Med Aimene

ABBADI Amine

Proposé et Dirigé par

Dr. TALAICHE Zoheir

Promotion Juillet 2020

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 : Dr.TALAICHE zohier 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.

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 :

À Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

ÀMa sœur.

À Mes frères

Je remercie mon ami ABBADI Amine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

À Mes amies

À Tous mes collègues de 2émes année master génie civil.

Promotion 2019/2020.

Aimene.

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 :

À Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

ÀMa sœur.

À Mes frères

Je remercie mon ami MOUSSAOUI Med Aimene qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

À Mes amies

À Tous mes collègues de 2émes année master génie civil.

Promotion 2019/2020.

Amine.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي + ثمانية طوابق) ذات إستعمال سكني والمقرر بناءها في ولاية المدية بلدية قصر البخاري المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال متوسط (منطقة IIa).

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 بإستعمال تقنية حساب الهياكل بإستعمال برنامج«SAP2000 V20.2.0».

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 d'habitation (RDC + 8 étages), qui sera implanté à la willaya de Mèdea commune Ksar El Boukhari , classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

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 calculdu 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 V20.2.0 »

En dernierlieu, nousavonsétudié l'infrastructureen calculantlesfondations.

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one ground floor + 8 floors), dwelling use for. It will be built in the province of Mèdea Ksar El Boukhari municipality, which is classified as a seismic zone of a average level (ZONE IIa).

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 V20.2.0»

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

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

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 1
I.2. Destination et situation 1
I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage 1
I.3.1. Dimensions en plan 1
I.3.2. Dimensions en élévation 1
I.4. Conception de la structure 1
I.4.1. Ossature de l'ouvrage 1
I.4.2. Planchers 2
I.4.3. Maçonnerie 2
I.4.4. L'acrotère 2
I.4.5. Escalier 2
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 2
I.5.1. Béton 2
I.5.2. Ciment 3
I.5.3. Granulats 3
I.5.4. Béton armé 3
I.5.5. Acier 4
I.6. Principe de calcul du CBA 93 5

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction 6
II.1.1. Pré-dimensionnement des plancher 6
II.1.1.1. Planchers à corps creux 6
II.1.1.2. Les dalles pleines 7
II.1.1.2.1. Critère de résistance 7
II.1.2. Pré-dimensionnement des poutres 8
II.2. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 9
II.2.1. Plancher corps creux 9
II.2.1.1. Plancher terrasse 9
II.2.1.2. Plancher courant 9

II.2.2. Maçonnerie 10
II.2.2.1. Murs intérieurs (simple cloison) 10
II.2.2.2. Murs extérieurs (double-cloison) 10
II.2.3. Charges d'exploitation 10
II.3. Pré dimensionnement des poteaux 10
II.3.1. Les dimensions des poteaux 11
II.3.2. Etapes de pré dimensionnement 11
II.3.2.1. Choix du poteau le plus sollicité 12
II.3.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau 12
II.3.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges) 13
II.3.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation 13
II.3.2.5. Calcul de la capacité portante ***N*** 14
II.3.2.6. Vérification de la capacité portante 15
II.3.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5) 16
II.3.2.8. Conclusion 16
II.4. Pré-dimensionnement des voiles 17
II.4.1. Conclusion 18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère 19
III.1.1. Introduction 19
III.1.2. Evaluation des charges 19
III.1.3. Détermination des efforts 19
III.1.4. Ferraillage (à l'ELU) 19
III.1.4.1. Données 19
III.1.4.2 Armatures 20
III.1.5. Espacement 20
III.1.6. Vérifications 20
III.1.7. Schéma de ferraillage 20
III.2. Escaliers 21
III.2.1. Introduction 21
III.2.2. Pré dimensionnement 21
III.2.3. Evaluation des charges 21

III.2.3.1 Paillasse 21
III.2.3.2. Palier 21
III.2.4. Détermination des efforts 22
III.2.5. Ferraillage (à l'ELU) 22
III.2.5.1. Données 23
III.2.5.2. Armatures 23
III.2.5.2.1. Principales 23
III.2.5.2.2. De répartition 23
III.2.6. Espacement 23
III.2.7. Vérifications 24
III.2.7.1. Des contraintes 24
III.2.7.2. De la flèche : 24
III.2.8. Schéma de ferraillage 24
III.3. Poutre palière 26
III.3.1. Pré dimensionnement 26
III.3.2. Evaluation des charges 26
III.3.3. Calcul de ferraillage L'ELU 27
III.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS 27
III.3.5. Vérificationdes contraintes de cisaillement à L'ELU 27
III.3.6. Vérification de la flèche à L'ELS 27
III.4. Planchers (poutrelles) 28
III.4.1. Introduction 28
III.4.2. Dimensions 28
III.4.3. Calcul 28
III.4.3.1. Avant coulage 28
III.4.3.1.1. Evaluation des charges 28
III.4.3.2. Après coulage 29
III.4.3.2.1. Evaluation des charges 30
III.4.3.2.2. Calcule des sollicitations a l'ELU 30
III.4.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU) 31
III.4.3.2.4. Vérifications 32
III.4.4. Dalle de compression 33
III.4.5. Schéma de ferraillage 33
III.5. PLANCHERS (DALLE PLEINE) 34

III.5.1. Introduction 34
III.5.2. Dalle reposant sur trois appuis 34
III.5.2.1. Calcul de ferraillage 34
III.5.2.2. Vérification des contraints à l'ELS 34
III.5.2.3. Vérification d'effort tranchant àl'ELU 35
III.5.2.4. Flèche 35
III.5.3. Dalle reposant sur quatre appuis 35
III.5.3.1. Calcul de ferraillage 36
III.5.3.2. Vérification des contraints à l'E.L.S 36
III.5.3.3. Vérification d'effort tranchant à ELU 36
III.5.3.4. flèche 36
III.5.4. Schémas de ferraillage 36
III.5.5. Dalle machine 37
III.5.5.1. Introduction 37
III.5.5.2. Prédimensionnement de la dalle 37
III.5.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation 37
III.5.5.4. Détermination des sollicitations 38
III.5.5.5. Calcul de ferraillage à L'ELU 38
III.5.5.6. Vérification des contraintes à L'ELS 39
III.5.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 39
III.5.5.8. Vérification de la flèche à L'ELS 39
III.5.5.9. Vérification Poinçonnement 39

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 40
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 40
IV.2.1. Centre de masse 40
IV.2.2. Centre de torsion 40
IV.2.3. Excentricité statique (théorique) 41
IV.2.4. Excentricité accidentelle 41
IV.2.5. Analyse de notre structure 42
IV.2.5.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau IV.1) 43
IV.2.5.2. Excentricité 43

IV.3. Choix de la méthode de calcul 44
IV.3.1. Introduction 44
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 45
IV.3.2.1. Principe de la méthode 45
IV.3.2.2. Modélisation 45
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul 45
IV.3.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 ») 45
IV.3.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η 45
IV.3.2.3.3. Coefficient de comportement R 46
Suivant l'axe (X) : 46
Suivant l'axe (Y) : 46
IV.3.2.3.4. Facteur de qualité Q 47
IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique 47
IV.3.3.1. Analyse modale 47
IV.3.3.1.1. Comportement modal 47
IV.3.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 48
IV.3.3.2. Analyse statique et dynamique 49
IV.3.3.2.1. Stabilité de la structure 49
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 49
b) Vérification de la stabilité au renversement : 51
c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») 51
Suivant l'axe (X) : 52
Suivant l'axe (Y) : 52
d) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 ») 52
IV.3.3.2.2. Résistance des éléments 53
a) Vérification de cisaillement des éléments 53
Suivant l'axe (X) : 55
Suivant l'axe (Y) : 55
b) 2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux 55

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction 56
V.2. Ferraillage des poutres 56
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 56

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 57
V.2.3. Vérification de la flèche 57
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres 58
V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 59
V.3. Etude thermique 60
V.3.1. Introduction 60
V.3.2. La procédure de calcul selon le CBA 93 60
V.3.3. Calcul de ferraillages 61
V.3.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS 61
V.3.5. Vérification de cisaillement à l'ELU 61
V.3.6. Vérification de la flèche à l'ELS 62
V.4. ferraillage des poteaux 62
V.4.1. Armatures longitudinales 62
V.4.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal 62
V.4.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 63
V.4.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 64
V.4.2. Armatures transversales 64
V.5. ferraillage des voiles 66
V.5.1. Ferraillage des trumeaux 67
V.5.1.1. Calcul d'armatures verticales 67
V.5.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS 68
V.5.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC 68
V.5.2 Calcul des armatures horizontales 68
V.5.3 Armatures transversales 69

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction 71
VI.2. Connaissance du site et du sol 71
VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle 71
VI.4. Les efforts normaux à base de la structure 72
VI.5. Calcul des semelles isolées 73
VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées 73
VI.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles 73

VI.6. Calcul des semelles filantes 75
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes 75
VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement. 76
VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante 76
VI.6.4. Pré dimensionnement de la poutre de libage 76
VI.6.5. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 77
VI.6.6. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 77
VI.6.7. Ferraillage Poutre de libage 77
VI.6.7.1. Armature calculée en travée et en appuis 78
VI.6.7.2. Armatures choisis en travées et en appui 78
VI.6.7.3. Vérification des contraintes a L'ELS [2] 78
VI.6.7.4. Armature transversale 79
VI.6.7.5. Vérification de la flèche a L'ELS 79
VI.6.7.6. Armatures de peau 79
VI.6.8. Ferraillage des semelles filantes 80
VI.6.8.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux 80
VI.6.8.2. Semelle filante (continue) sous un voile 81
VI.7. Ferraillage des longrines 82
VI.7.1. Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC 82
VI.7.2. Vérification des contraintes à l'ELS 82
VI.8. RADIER PARTIEL : 83
VI.8.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier: 83
VI.8.2. Vérification des contraintes sous radier à l'ELS: 84
VI.8.3. Vérification du non poinçonnement du radier: 84
VI.8.4. Vérification des contraintes de cisaillement du radier partiel: 85
VI.8.5. Dimensionnement des nervures: 85
VI.8.6. Vérification du non poinçonnement des nervures: 85
VI.8.7. Ferraillage Radier partiel: 86
VI.8.8. Charges appliquées au radier: 86
VI.8.9. Calcul des moments: 87
VI.8.10. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU: 88
VI.8.11. Vérification des contraintes à l'ELS: 88
VI.8.12. Vérification de la flèche : 89

Liste des figures

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux. 7
Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 12
Figure II.3 : Dimensions à respecter par les poutres. 16
Figure II.4 : Vue en plan et vue en 3D du voile.. 17
Figure II.5 : Règles de pré dimensionnement des voiles 17

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Dimentions de l'acrotère 19
Figure III.2 : schèma statique de l'acrotère. 19
Figure III.3 : Section de calcul. 19
Figure III.4 : Ferraillage de l'acrotère. 20
Figure III.5 : schèama statique d'escalier. 21
Figure III.6 : Distibution des charges à l'ELU. 22
Figure III.7 : Distibution des charges à l'ELS.. 22
Figure III.8 : Diagramme des moments à l'ELU. 22
Figure III.9 : Diagramme des moments à l'ELS. 22
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU. 23
Figure III.11 : Section de calcul.. 23
Figure III.12 : Ferraillage de l'escalier 25
Figure III.13: Poutrelle après coulage. 28
Figure III.14 : Distribution des charges.. 28
Figure III.15 : Types des poutrelles 29
Figure III.16 : Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées.. 30
Figure III.17 : Diagramme des moments à l'ELU.. 30
Figure III.18 : Diagramme des moments à l'ELS.. 31
Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.. 31
Figure III.20 : Ferraillage des poutrelles (terrasse + étage courant). 32
Figure III.21 : Disposition des armatures de la dalle de compression.. 33
Figure III.22 : Schéma statique de la dalle. 34
Figure III.23 : Schéma statique de la dalle. 35
Figure III.24 : Ferraillage des dalles (trois appuis et quatre appuis). 36

Figure III.25 : Les encastrements et les dimensions de la dalle machine. 38
Figure III.26 : Vèrfications de poinçonnement 39

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1 : disposition des voiles (vue en plan).). 42
Figure IV.2 : disposition des voiles en 3D 43
Figure IV.3: Le comportement des trois premiers modes 48

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres. 60
Figure V.2 : Dessin de Ferraillage des poutre principales 60
Figure V.3 : Dessin de ferraillage des poutres secondaires. 61
Figure V.4 : Disposition des armatures pour le poteau. 66
Figure V.5 : Dessin de ferraillage des poteaux. 67
Figure V.6 : disposition des voiles. 67
Figure V.7 : Dessin de ferraillage des voiles pleines. 70

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 71
Figure VI.2 : Semelle isolée. 72
Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle. 72
Figure VI.4 : chevauchement Des bulbes de pression sous la semelle. 73
Figure VI.5 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux. 74
Figure VI.6 : Semelle filantes sous voiles.. 74
Figure VI.7 : Dessin de ferraillage de poutre de libage 80
Figure VI.8 : Ferraillage des longrines. 82
Figure VI.9 : Dimensionnement finales des semelles vue en 3D et 2D 89

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…… -5 -

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II. 1: Pré dimensionnement des poutres……..- 8-

Tableau II. 2: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)…….....-9-

Tableau II. 3: Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)……..-10-

Tableau II. 4: Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison…….-10-

Tableau II. 5: Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison…….....-10-

Tableau II. 6: Pré dimensionnement des poteaux…….…….…….…….-11-

Tableau II. 7: Vérification du coffrage des poteaux…….…….…..….-11-

Tableau II. 8: les charges permanents…….……..…...-14-

Tableau II. 9: les sur charges d'exploitation……...….-15-

Tableau II. 10: Capacité portante N pour chaque section de poteau**…**……...……-15-

Tableau II. 11: Vérifications du 1,1$Nultime$etNU……..…..-16-

Tableau II. 12: Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003…….……-16-

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III. 1 : Evaluation des charges. ..... - 19 -

Tableau III. 2: Détermination des efforts ..... - 19 -

Tableau III. 3: Paramètres de calcul. ..... - 20 -

Tableau III. 4: Armatures verticales et horizontales. ..... - 20 -

Tableau III. 5: Espacement des armatures. ..... - 20 -

Tableau III. 6: Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à 'l'ELU). - 20 -

Tableau III. 7:Dimensions de l'escalier. ..... - 21 -

Tableau III. 8:Pré dimensionnement de l'escalier. ..... - 21 -

Tableau III. 9:Evaluation des charges de la paillasse. ..... - 21 -

Tableau III. 10: Evaluation des charges du palier. ..... - 21 -

Tableau III. 11: Combinaisons des charges. ..... - 22 -

Tableau III. 12: Détermination des efforts. ..... - 22 -

Tableau III. 13: Paramètres de calcul. ..... - 23 -

Tableau III. 14: Armatures principales. ..... - 23 -
Tableau III. 15: Armatures de répartition. ..... - 23 -
Tableau III. 16: Espacement des armatures. ..... - 23 -
Tableau III. 17: Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU). - 24 -
Tableau III. 18: Vérification de la flèche (à l'ELS). ..... - 24 -
Tableau III. 19: Calcul des efforts de la poutre palière. ..... - 26 -
Tableau III. 20: Calcul de ferraillage de la poutre palière. ..... - 27 -
Tableau III. 21: Vérification des contraintes à l'ELS. ..... - 27 -
Tableau III. 22: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. ..... - 27 -
Tableau III. 23: Dimensions de poutrelles ..... - 28 -
Tableau III. 24: Evaluation des charges de poutrelles. ..... - 28 -
Tableau III. 25: Détermination de nombre des étaiements. ..... - 29 -
Tableau III. 26: charge, surcharges et la combinaison des charges. ..... - 30 -
Tableau III. 27: Détermination des efforts. ..... - 31 -
Tableau III. 28: Armatures longitudinales (terrasse + étage courant). ..... - 32 -
Tableau III. 29: Armatures transversal ..... - 32 -
Tableau III. 30: Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU). - 32 -
Tableau III. 31: Vérification de la flèche (à l'ELS). ..... - 32 -
Tableau III. 32: Armatures de la dalle de compression. ..... - 33 -
Tableau III. 33: Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. ..... - 34 -
Tableau III. 34: ferraillage à l'ELU. ..... - 34 -
Tableau III. 35: Vérification des contraintes à l'ELS. ..... - 34 -
Tableau III. 36: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. ..... - 35 -
Tableau III. 37: Vérification de la flèche (à l'ELS). ..... - 35 -
Tableau III. 38: Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine ..... - 35 -
Tableau III. 39: Ferraillage à l'ELU. ..... - 36 -
Tableau III. 40: Vérification des contraintes à l'ELS. ..... - 36 -
Tableau III. 41: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. ..... - 36 -
Tableau III. 42: Vérification de la flèche (à l'ELS). ..... - 36 -
Tableau III. 43: Poids de la machine. ..... - 37 -
Tableau III. 44: Détermination des charges. ..... - 38 -

Tableau III. 45: Sollicitations de la dalle machine. ..... - 38 -
Tableau III. 46: Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y). ..... - 38 -
Tableau III. 47: Vérification des contraintes à l'ELS.Sens-X. ..... - 39 -
Tableau III. 48: Vérification des contraintes à l'ELS.Sens-Y. ..... - 39 -
Tableau III. 49: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ..... - 39 -

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1: Centre de masse et centre de torsion. ..... - 43 -
Tableau IV. 2: Excentricité suivant les deux directions. ..... - 44 -
Tableau IV. 3: Justification du coefficient du comportement suivant (X). ..... - 46 -
Tableau IV. 4: Justification du coefficient du comportement suivant (Y). ..... - 46 -
Tableau IV. 5: détermination du facteur de qualité Q de la structure. ..... - 47 -
Tableau IV. 6: Le comportement des trois premiers modes. ..... - 47 -
Tableau IV. 7: Comportement des trois premiers modes. ..... - 49 -
Tableau IV. 8: Les valeurs de la force sismique. ..... - 50 -
Tableau IV. 9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. ..... - 50 -
Tableau IV. 10: Vérification de la stabilité au renversement. ..... - 51 -
Tableau IV. 11: Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X). ..... - 52 -
Tableau IV. 12: Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y). ..... - 52 -
Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P-Δ. ..... - 53 -
Tableau IV. 14: Vérification de cisaillement des poutres. ..... - 54 -
Tableau IV. 15: Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant x : ..... - 54 -
Tableau IV. 16: Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant y : ..... - 54 -
Tableau IV. 17: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X). ..... - 55 -
Tableau IV. 18: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y). ..... - 55 -
Tableau IV. 19: Vérification de l'effort normal réduit. ..... - 55 -
Tableau IV. 20: Vérification de l'effort normal réduit ..... - 56 -
Tableau IV. 21: Dimensions finales des éléments. ..... - 56 -

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V. 1 : La section calculée d'armatures des poutres. ..... - 57 -
Tableau V. 2: La section choisie d'armatures des poutres. ..... - 57 -
Tableau V. 3: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. ..... - 58 -
Tableau V. 4: Vérification de section d'armatures. ..... - 58 -
Tableau V. 5: La section d'armatures transversales. ..... - 59 -
Tableau V. 6: Vérification des contraintes de cisaillement. ..... - 59 -
Tableau V. 7: Calcul de l'effort thermique. ..... - 61 -
Tableau V. 8: Ferraillage longitudinales. ..... - 61 -
Tableau V. 9: Vérification des contraintes des poutres. ..... - 62 -
Tableau V. 10: Vérification des contraintes de cisaillement. ..... - 62 -
Tableau V. 11: Vérification préliminaire de la flèche. ..... - 62 -
Tableau V. 12: Vérification de la flèche de poutre nervure. ..... - 62 -
Tableau V. 13: La section d'armatures des poteaux. ..... - 64 -
Tableau V. 14: Vérification des contraintes à l'ELS. ..... - 64 -
Tableau V. 15: La section d'armatures transversales des poteaux. ..... - 65 -
Tableau V. 16: La section calculéed'armatures verticales des voiles. ..... - 68 -
Tableau V. 17: La section choisie d'armatures verticales des voiles. ..... - 68 -
Tableau V. 18: Vérification des contraintes normales des voiles. ..... - 69 -
Tableau V. 19: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles. ..... - 69 -
Tableau V. 20: La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles. ..... - 69 -

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI. 1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS . ..... - 72 -
Tableau VI. 2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. ..... - 75 -
Tableau VI. 3: Vérification de renversement des semelles filantes. ..... - 75 -
Tableau VI. 4: Vérification de poinçonnement de la semelle filante. ..... - 75 -
Tableau VI. 5: Prédimentionnment de poutre de libage. ..... - 76 -
Tableau VI. 6: Vérification de Poinçonnement de la poutre de libage. ..... - 76 -
Tableau VI. 7: Vérification de cisaillement de poutre de libage. ..... - 76 -
Tableau VI. 8: Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage. ..... - 77 -
Tableau VI. 9: Ferraillage longitudinal de poutre libage. ..... - 77 -

Tableau VI. 10: Ferraillage longitudinal de poutre libage choisis.....- 77 -
Tableau VI. 11: Vérification de sections d'armatures. .....- 77 -
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes a L'ELS.....- 77 -
Tableau VI. 13: Armateurs transversale.....- 78 -
Tableau VI. 14: Vérifications préliminaire de la flèche.....- 78 -
Tableau VI. 16: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous plusieurs poteaux . .....- 79 -
Tableau VI. 17: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.....- 79 -
Tableau VI. 18: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux. .....- 79 -
Tableau VI. 19: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. .....- 79 -
Tableau VI. 20: Ferraillages des semelles filantes sous voiles.....- 79 -
Tableau VI. 21: Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles. .....- 80 -
Tableau VI. 22: coefficient α.....- 81 -
Tableau VI. 23: Ferraillage des longrines. .....- 81 -
Tableau VI. 24: Vérification des contraint normal. .....- 81 -
Tableau VI. 26: Vérification des contraintes sous le radier partiel à l'ELS .....- 83 -
Tableau VI. 27: Vérification du non poinçonnement du radier.....- 83 -
Tableau VI. 28: Vérification des contraintes de cisaillement du radier partiel .....- 84 -
Tableau VI. 29: Vérification du non poinçonnement des nervures .....- 85 -
Tableau VI. 30: Détermination des charges appliquées sur le radier partiel.....- 86 -
Tableau VI. 31: Données.....- 86 -
Tableau VI. 32 Calcul des armatures longitudinales du radier partiel à l'ELU .....- 87 -
Tableau VI. 33: Vérification des armatures longitudinales à l'ELS .....- 88 -

Notations

Majuscules romaines

As : Section d'acier tendu.

As' : 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.

T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,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.

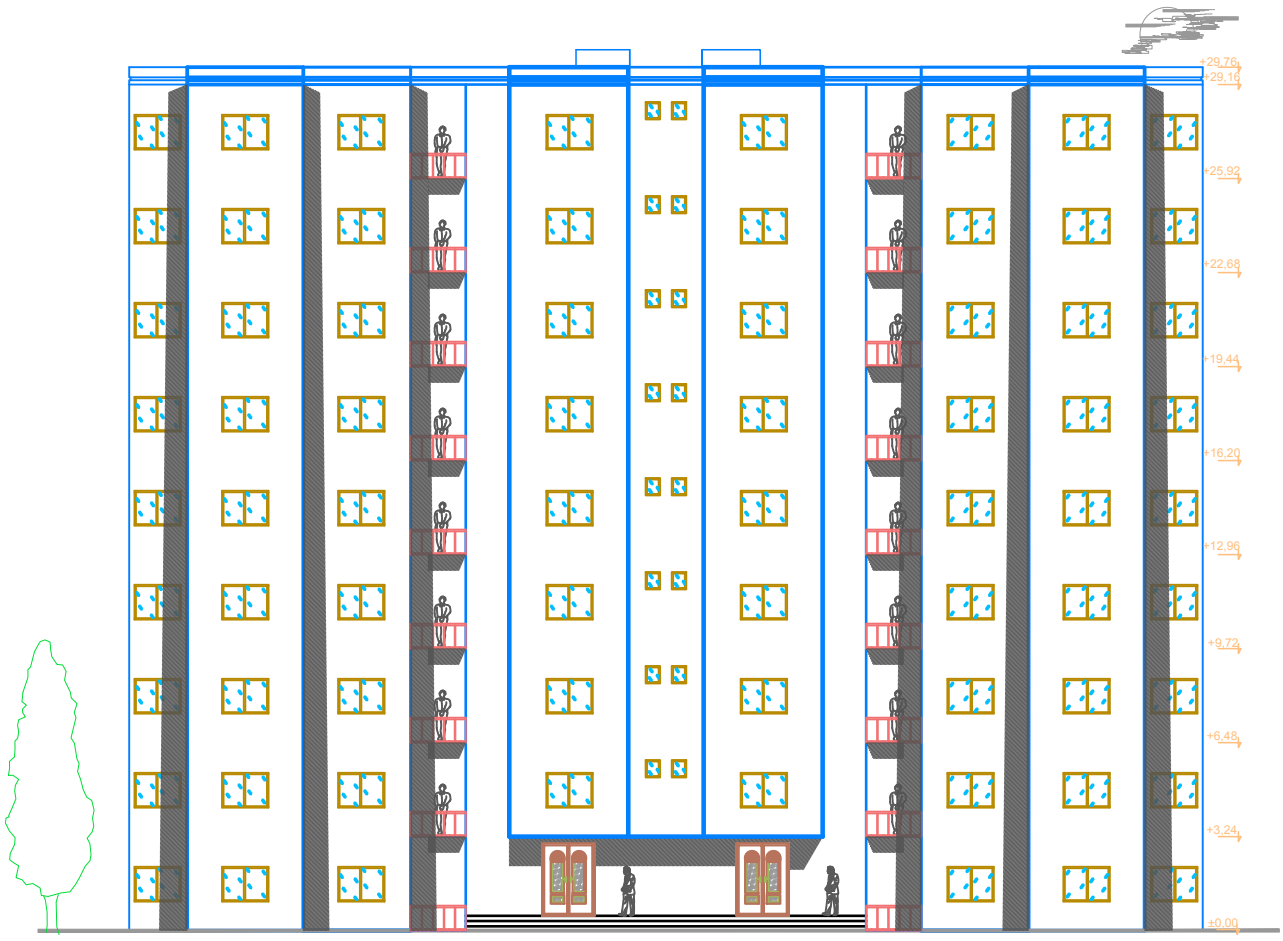
HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

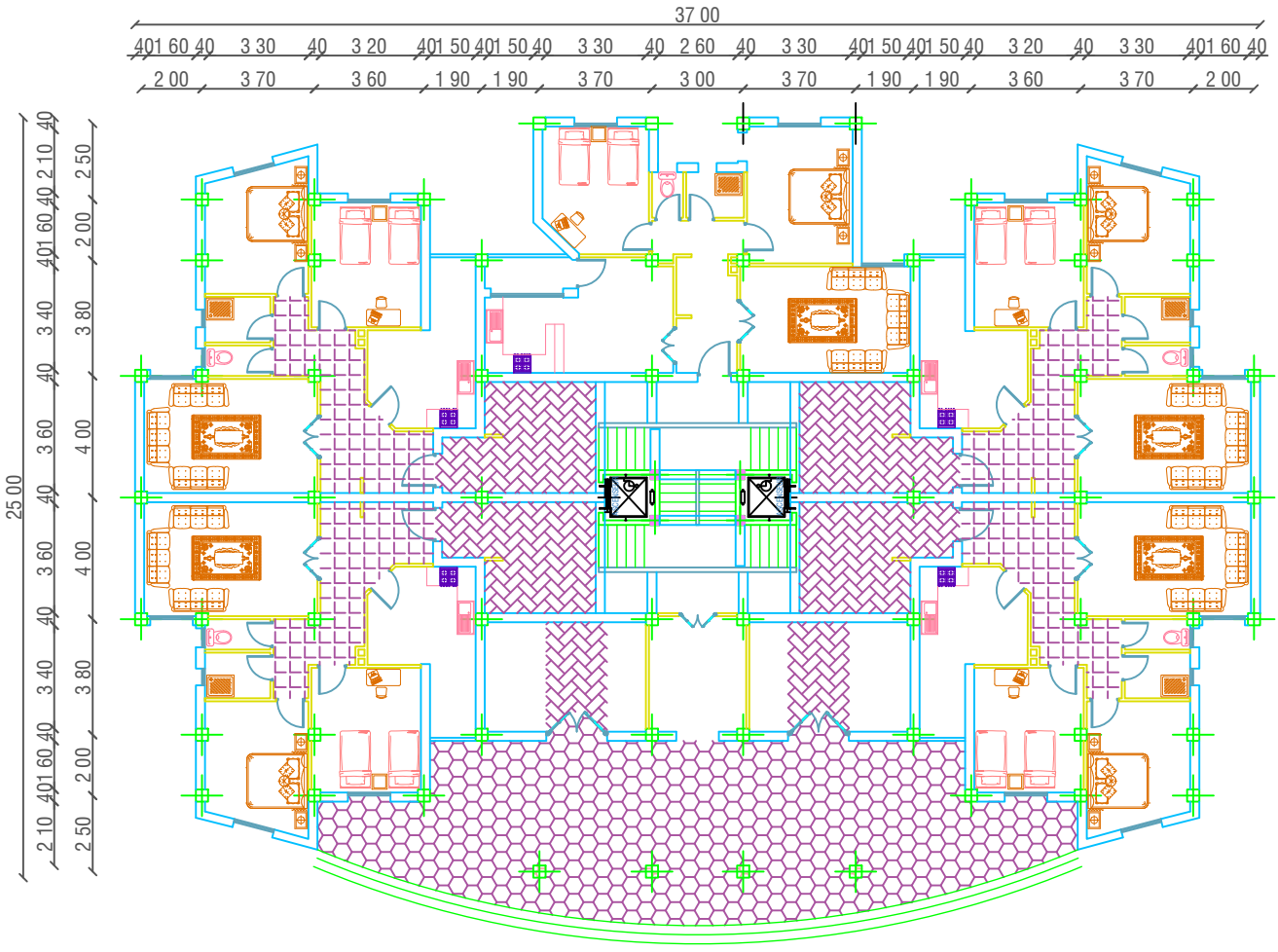
C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

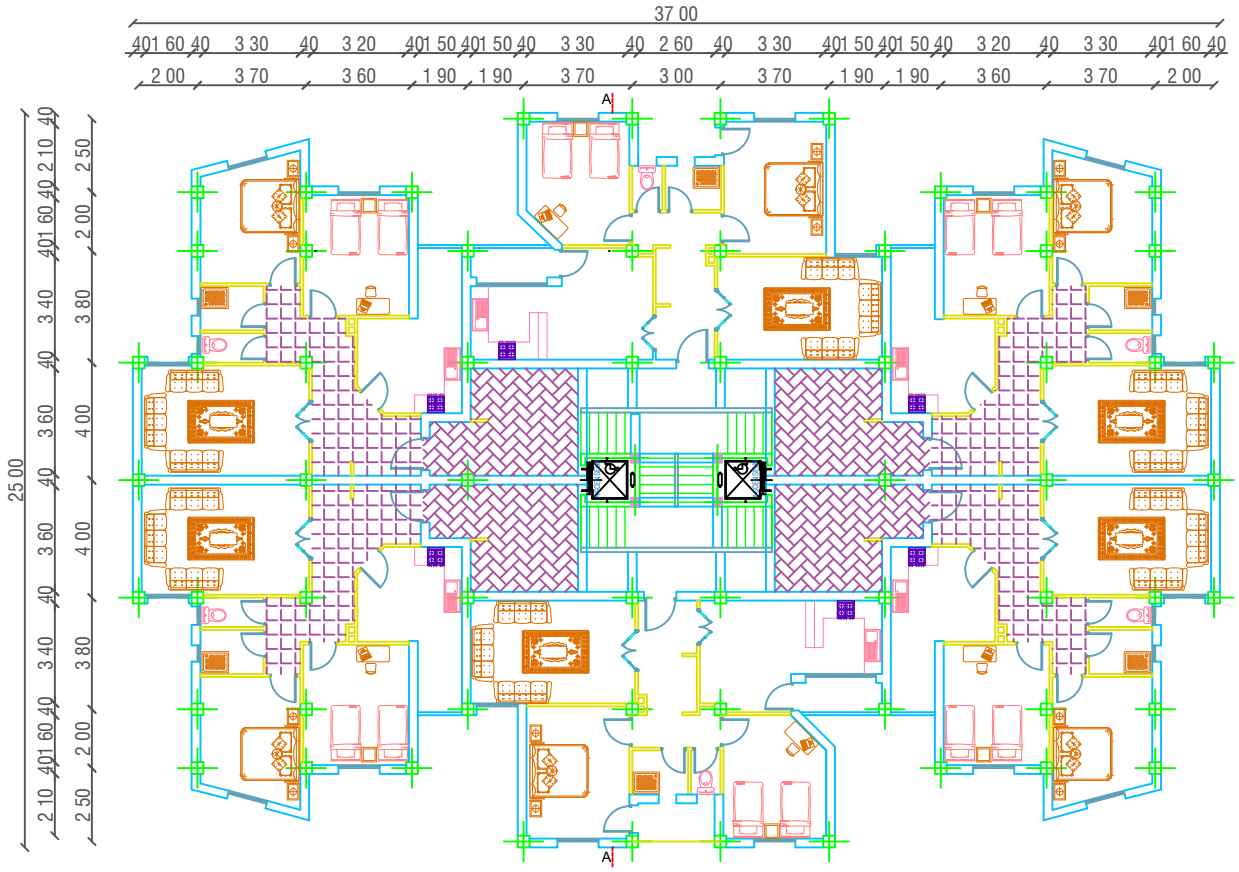
EC : Etage courant.



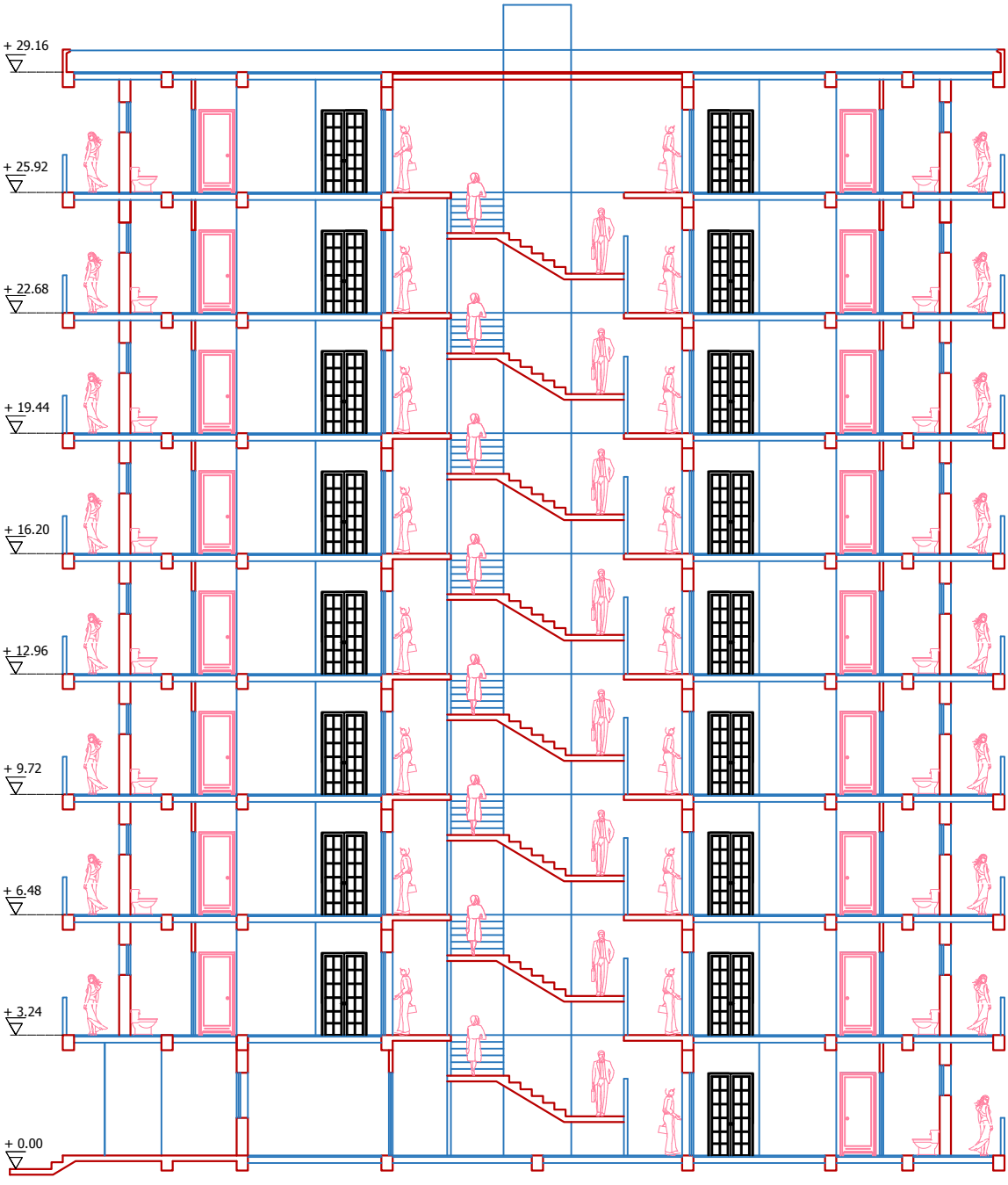
Façade Principale


37 00
40 1 60 40 3 30 40 3 20 40 1 50 40 1 50 40 3 30 40 2 60 40 3 30 40 1 50 40 1 50 40 3 20 40 3 30 40 1 60 40
2 00 3 70 3 60 1 90 1 90 3 70 3 00 3 70 1 90 1 90 3 60 3 70 2 00
25 00
40 2 10 40 1 60 40 3 40 40 3 60 40 3 60 40 3 40 40 1 60 40 2 10 40
2 50 2 00 3 80 4 00 4 00 3 80 2 00 2 50

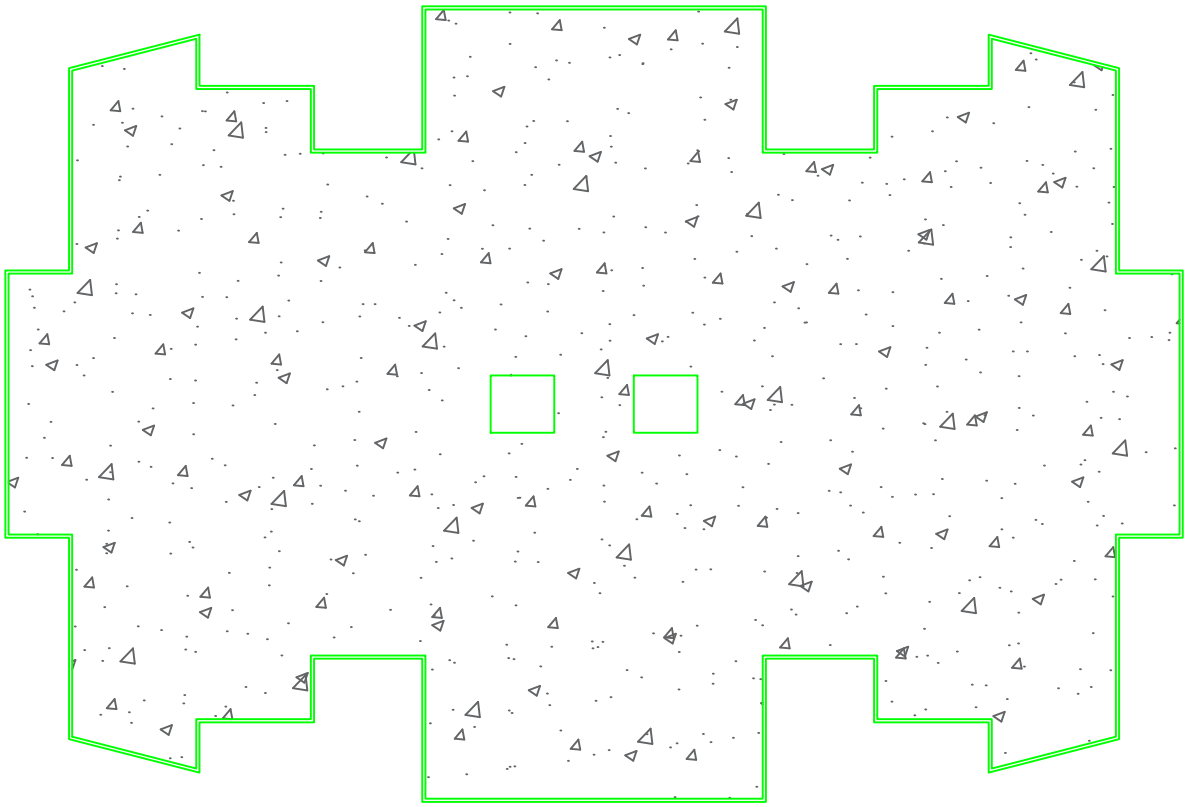
Plan RDC



Etage Courant



Coup A-A



Terasse

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures de bâtiment est une étape clè 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 de Mèdea commune Ksar El Boukhari .Le bloc en question est à usage d'habitation constitué à un rez-de-chaussée (RDC) + huite 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 spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.2.0 ».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.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé 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. A Cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales RCAD Engineering consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage habitation. Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un rez-de-chaussée (RDC) + huit étages. Il sera implanté à Ksar El Boukhari (KEB) wilaya de Médéa groupe de communes **B** , classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2], ainsi qu'au RPA99 [1].

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

- Longueur totale du bâtiment : ……..….**37 m**
- Largeur totale du bâtiment : ……..……**25 m**

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants :…….**3,24 m**
- Hauteur totale du bâtiment :……**29,16m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment à une hauteur dépassant 14m (Zone IIa), alors leRPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à trois voler avec deux paliers intermédiaires.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction .Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse.

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. Pour des raisons environnementales, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau à résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16cm et H = 32cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " pourrait être déterminée en traction directe ou par fendage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle de la compression par le biais de la relation suivante [2]:

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad (I.3)$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad (I.4)$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l ").Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

- $\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à [2] :

$$E_{ij}(MPa) = 11000\,(f_{cJ})^{1/3} \qquad (I.5)$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à [2] :

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3} MPa \qquad (I.6)$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans les ouvrages sont résumés dans le tableau I.1 :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	Ø6et Ø8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
	Armatures longitudinales	FeE500	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 525	$0 \leq Ø \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$.Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

État limite ultime (ELU) basé sur:
- Équilibre statique ;
- L'ouverture des fissures ;
- La stabilité de forme.

État limite de service (ELS) basé sur
- La compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- La déformation.

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
  - Longitudinales : HA « Fe= 400MPa ».
  - Transversales : HA «Fe=400 MPa».
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 520MPa ».

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure. Ces derniers sont choisis selon les préconisations de **RPA99version2003, CBA93, BAEL91** et **D.T.R.B.C.2.2 (charges et surcharges).** Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentes après vérification. En plus, on doit prendre aussi en considération le cote économique afin d'éviter les surplus d'acier et du béton.

II.1.1. Pré-dimensionnement des plancher

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment. Iles doivent être capables de supporter les charges et les surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; aussi ils doivent remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité contre les risques d'incendie.

II.1.1.1. Planchers à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de les formules suivante imposée par les règles **CBA93 B6.8.4.2.4 , [calcule des ouvrages ; M.BELAZOUGUI , P148]**

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \qquad h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

h_t: L'épaisseur du plancher.

L_{max}: La longueur maximale de poutrelle entre nus des appuis.

L_{max} étant 430 cm donc on a :

$$\frac{430}{25} \leq h_t \leq \frac{430}{20} \qquad h_t \geq \frac{430}{22.5}$$

$$17.2\text{cm} \leq h_t \leq 21.5 \text{ cm} \qquad h_t \geq 19.11 \text{ cm}$$

On adopte **:** h_t=20 cm.

h_t = d+e.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

$\Rightarrow h_t$ = 16+4 cm.

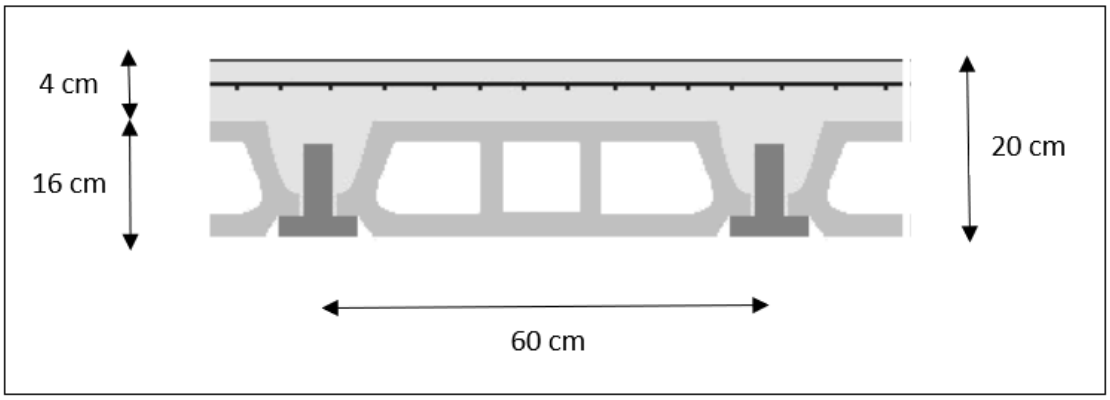


Figure II. 1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.1.1.2. Les 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.

II.1.1.2.1. Critère de résistance

Pour le cas de notre structure, on a :

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois et quatre appuis :

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

Avec :

e: épaisseur de la dalle.

L_x: La plus petite des portées.

- Dalle reposant sur trois et quatre appuis, pour (L =1.4m) :

$$\frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \qquad 3.11\text{cm} \leq e \leq 4.66\text{cm}$$

Selon les deux conditions :

- Isolation phonique : e ≥ 13 cm .
- Coupe feu : e ≥ 11 cm (2h) .

On adopte : e=15cm.

II.1.2. Pré-dimensionnement des poutres [1]

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau II.1:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

Avec L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entre nus des appuis .

h : la hauteur de la poutre .

b : la largeur de la poutre.

Tableau II. 1: Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L= 545 cm ⇒36.33cm ≤ h ≤ 54.5cm On adopte : **h = 40cm** ⇒ 13.5cm ≤ b ≤ 31.5cm On adopte : **b=30cm**	L= 4.25 cm ⇒ 28.33cm ≤ h ≤ 42.5cm On adopte : **h=30cm** ⇒ 9cm ≤ b ≤ 21cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1,33 ≤ 4,0	b = 30cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1,17 ≤ 4,0
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0.073 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$

Conclusion

- Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×40 cm².
- Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) =30×30 cm².

II.2. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations [3] :

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

II.2.1. Plancher corps creux

II.2.1.1. Plancher terrasse

Tableau II. 2: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,12	2.64
5	Film polyane	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G (kN/m^2)		**6.84**	

II.2.1.2. Plancher courant [3]

Tableau II. 3: Évaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
4	Enduit de plâtre	0,02	0,2
5	Lit de sable	0.03	0.54
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		**5,96**	

II.2.2. Maçonnerie [3]

II.2.2.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II. 4: Évaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)			**1,62**	

II.2.2.2. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II. 5: Évaluation de la charge permanente des murs en double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)			**2,52**	

II.2.3. Charges d'exploitation [3]

- ✓ Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²
- ✓ Etage courant : Q=1,5 kN/m^2

II.3. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu) selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.3.1. Les dimensions des poteaux [2]

Les dimensions de la section transversale des poteaux sont présentées sur le tableau II.6.

Tableau II. 6: Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	8,7 et 6 eme	5,4 et 3 éme	2eme, 1er et RDC
Dimension (b*h)	35×35	40×40	45×45

Ces dimensions doivent satisfaire aux conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1], voir le tableau II.7 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\ \text{cm}.\ (\text{Zone IIa}) \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{\mathbf{he}}{\mathbf{20}} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II. 7: Vérification du coffrage des poteaux

Niveau	$\mathbf{b_1 \times h_1}$	$\frac{\mathbf{h_e}}{\mathbf{20}}$	Min (b1, h1) ≥25cm	Min(b1,h1)$\geq\frac{he}{20}$	$\frac{1}{4}\leq\frac{b1}{h1}\leq 4$
8,7 et 6 eme	35×35	16.2	**Condition vérifié**		
5,4 et 3 éme	40×40	16.2			
2 eme , 1er et RDC	45×45	16.2			

II.3.2. Étapes de pré dimensionnement [2]

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- ✓ Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 [Art 7.4.1].

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

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

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

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

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i}\ ,\ l_f = 0.7l_0,\ i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : L'élancement mécanique.

i : Rayon de giration.

l_0 : Longueur du poteau

l_f: Longueur de flambement.

f_{c28}=25 MPa;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.3.2.1. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin du poteau de rive.

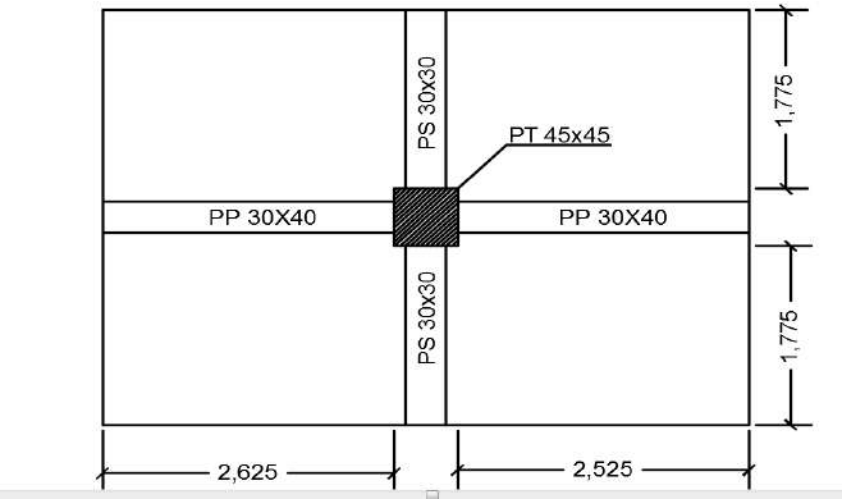


Figure II. 2 : surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.3.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau

- $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.
- $S_{plancher} = S_{tot} - (S_{poteau} + S_{pp} + S_{ps})$

- $S_{plancher}$ = 22.4× (0.1225+1.095+1.575) ⇒$S_{plancher}$ = 19.607m^2
- S_{tot} : Surface totale du plancher compris les poutres.

S_{tot} =5.6 × 4 ⇒S_{tot} =22,4 m^2

II.3.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges)

- $G_{plancher}$ = 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. 8: les charges permanents.

Étage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
8 eme	3,24	0,1225	9,922	15,75	8,212	134,111	167,995	167,995
7 eme	3,24	0,1225	9,922	15,75	8,212	116,857	150,741	318,736
6 eme	3,24	0,1225	9,922	15,75	8,212	116,857	150,741	469,477
5 eme	3.24	0,16	12,96	15,6	8,1	116,816	153,476	622,953
4 eme	3.24	0,16	12,96	15,6	8,1	116,816	153,476	776,429
3 eme	3.24	0,16	12,96	15,6	8,1	116,816	153,476	929,905
2 eme	3.24	0,2025	16,402	15,45	7,987	116,738	156,577	1086,482
1er	3.24	0,2025	16,402	15,45	7,987	116,738	156,577	1243,059
RDC	3.24	0,2025	16,402	15,45	7,987	116,738	156,577	1399,636

II.3.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation

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

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

- Pour la 8 ème étage (terrasse) : Q_0
- Pour le 7 ème étage: Q_0+Q_1
- Pour le 6 ème étage : Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)
- Pour le 5 eme étage: Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)

- Pour le 4 eme : $Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5) :

- Pour le 3 eme : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
- Pour le 2 eme : $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
- Pour le **1er** : $Q_0+0.714\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
- Pour le RDC eme : $Q_0+0.678\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

Tableau II. 9: Les sur charges d'exploitation.

Niveau	Q_{niveau}(kN)		coefficient de dégression		$Q_{cumulé}$(kN)
8 eme	Q_0	22,4	-		22,4
7 eme	Q_1	33,6	1		56
6 eme	Q_2	33,6	0,95		86,24
5 eme	Q_3	33,6	0 ,90		113,12
4 eme	Q_4	33,6	0,85		136,64
3 eme	Q_5	33,6	$\frac{3+n}{2n}$	0,80	156,80
2 eme	Q_6	33,6		0,75	173,6
1er	Q_7	33,6		0,714	190,332
RDC	Q_8	33,6		0,687	207,065

II.3.2.5. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

On représente les valeurs de $\bar{N}$ dans le Tableau II.11suivant :

Tableau II. 10: Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau**.**

Étage	Dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	I (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(kN)
8 eme	35×35	108900	3,24	2.268	0,101	22,455	0,785	122,5	1616,531
7 eme	35×35	108900	3,24	2,268	0,101	22,455	0,785	122,5	1616,531
6 eme	35×35	108900	3,24	2,268	0,101	22,455	0,785	122,5	1616,531
5 eme	40×40	144400	3,24	2,268	0,115	19,721	0,799	160	2181,051
4 eme	40×40	144400	3,24	2,268	0,115	19,721	0,799	160	2181,051

3 eme	40×40	144400	3,24	2,268	0,115	19,721	0,799	160	2181,051
2 eme	45×45	184900	3,24	2,268	0,129	17,581	0,809	202,5	2827,057
1er	45×45	184900	3,24	2,268	0,129	17,581	0,809	202,5	2827,057
RDC	45×45	184900	3,24	2,268	0,129	17,581	0,809	202,5	2827,057

II.3.2.6. Vérification de la capacité portante

L'effort normal (N_{ultime})doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.11 :

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

Tableau II. 11: Vérifications du $1,1N_{ultime}$ et N_U.

Etage	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	$1,1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(kN)	$1,1\ N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
8 eme	167,995	22,4	260,393	286,432	1616,531	Condition vérifiée
7 eme	318,736	56	514,293	565,722	1616,531	Condition vérifiée
6 eme	469,477	86,24	763,153	839,468	1616,531	Condition vérifiée
5 eme	622,953	113,12	1010,666	1111,732	2181,051	Condition vérifiée
4 eme	776,429	136,64	1253,139	1378,452	2181,051	Condition vérifiée
3 eme	929,905	156,80	1490,571	1639,628	2181,051	Condition vérifiée
2 eme	1086,482	173,6	1727,150	1899,865	2827,057	Condition vérifiée
1er	1243,059	190,332	1963,627	2159,989	2827,057	Condition vérifiée
RDC	1399,636	207,065	2200,106	2420,116	2827,057	Condition vérifiée

II.3.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Pour les spécifications pour les poutres (coffrage), on vérifie le Tableau II.12 :

Tableau II. 12: Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifiée	Niveau		
	8,7 et 6 eme	5,4 et 3 eme	2,1er et RDC
$b_{max}(cm)$	30	30	30
$h_1(cm)$	35	40	45
$b_1(cm)$	35	40	45
$\boldsymbol{b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1}$	Condition vérifiée		
d(cm)	5	10	15
$Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	17,5	20	22,5
$\boldsymbol{d \leq Max(\frac{b_1}{2},\frac{h_1}{2})}$	Condition vérifiée		

Les Dimensions à respecter par les poutres sont illustrés sur la Figure II.3:

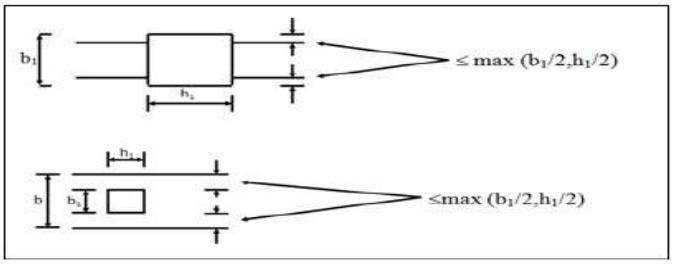


Figure II. 3: Dimensions à respecter par les poutres.

II.3.2.8. Conclusion

Les sections de pré-dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes et conditions du RPA99 version 2003.

II.4. Pré-dimensionnement des voiles [1]

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant l'article 7.7.1 du RPA99/version2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

Selon le RPA99 version 2003, article 7.7.1. un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition (L ≥ 4 a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : porté du voile.
- a : Épaisseur du voile.

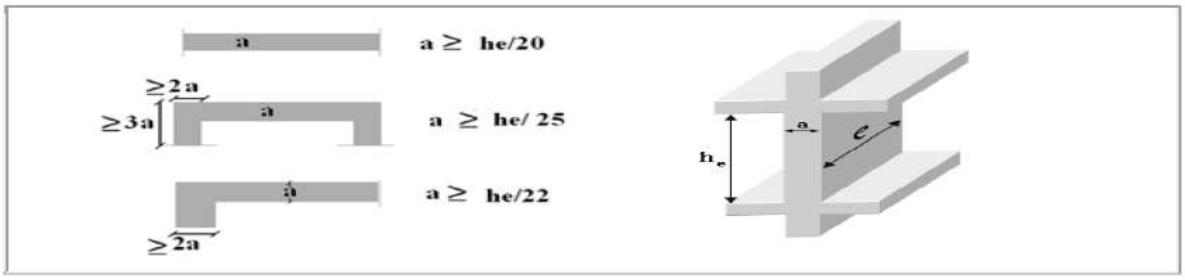


Figure II. 4 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

Le RPA99 version 2003 [Art 7.7.1], exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e$et des conditions de rigidité aux extrémités.

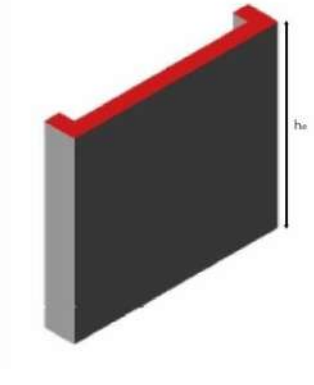
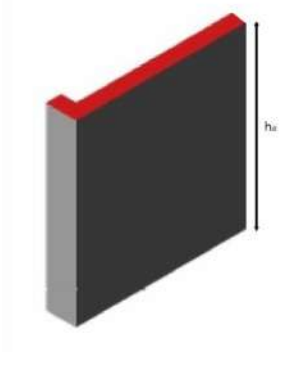
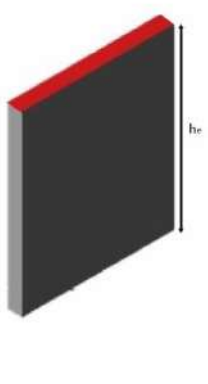
		
$a \geq \frac{he}{25}$	$a \geq \frac{he}{22}$	$a \geq \frac{he}{20}$
$h_e = h_{étage} - h_{Ps}$	L≥4.a	

Figure II. 5 : Règles de pré dimensionnement des voiles

- Pour RDC + 8 Étages (h_e=3.24m) :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(324-30)}{22} = 13.36\text{ cm}\right]$$

On peut adopter pour tous les étages un voile d'une épaisseur de 15 cm.

II.4.1. 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.

CHAPITRE III :
Calcul des éléments secondaires

III.1. ACROTÈRE :

III.1.1. Introduction :

L'acrotère est considéré comme un console soumis à la flexion composée due à :

- ✓ Une force verticale due à son poids propre (G).
- ✓ Une force horizontale due aux ouvriers (Q).

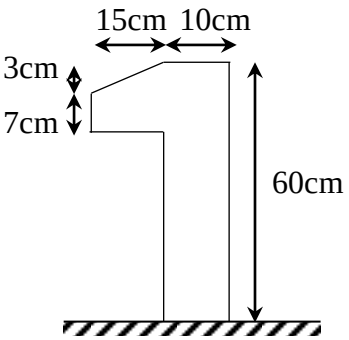


Figure III. 1 : Dimensions de l'acrotère.

III.1.2. Évaluation des charges :

Tableau III. 1 : Évaluation des charges.

G (kN/ml)	[0,6x0,1 + 0,15x(0,03+0,07)] x 1ml x $\gamma_{béton}$=**1,875**
Q (kN/ml)	1 x 1ml=**1**

III.1.3. Détermination des efforts :

Tableau III. 2: Détermination des efforts

ELU	
N (kN)	1,35xG = 2.531
M (kN.m)	1,5xQxh = 0,9
T (kN)	1,5xQ = 1,5
ELS	
N (kN)	G = 1,875
M (kN.m)	Qxh = 0,6

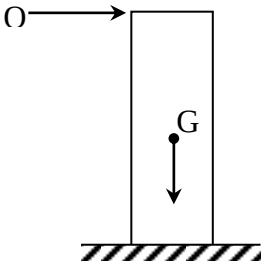


Figure III. 2 : Schéma statique de l'acrotère.

.

III.1.4. Ferraillage (à l'ELU) :

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

III.1.4.1. Données :

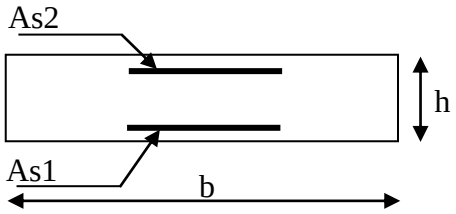


Figure III. 3 : Section de calcul.

Tableau III. 3: Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	10	f_e (MPa)	400
u=2x(b+h)=220 cm		B=bxh=1000 cm²	

III.1.4.2. Armatures :

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

Tableau III. 4: 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	0,35	0,00	A_{s1}xH/4=0,83	A_{s1}xH/4=0,83
choisie	**7HA10=5,5**	**7HA10=5,5**	**4HA8=2,01**	**4HA8=2,01**

III.1.5. Espacement :

Tableau III. 5: Espacement des armatures.

	vertical (cm)	horizontal (cm)
calculé	100/7=14,28	(60-2x2,5)/(4-1)=18,33
choisi	**15**	**18**
admissible	max(3h,33 cm) =30	max(4h,45 cm) =40

III.1.6. Vérifications :

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 \; ; \; 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 6: Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à 'l'ELU).

σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
0,32	15	**2,4**	**2,4**	201,63	**0,02**	1,17

III.1.7. Schéma de ferraillage :

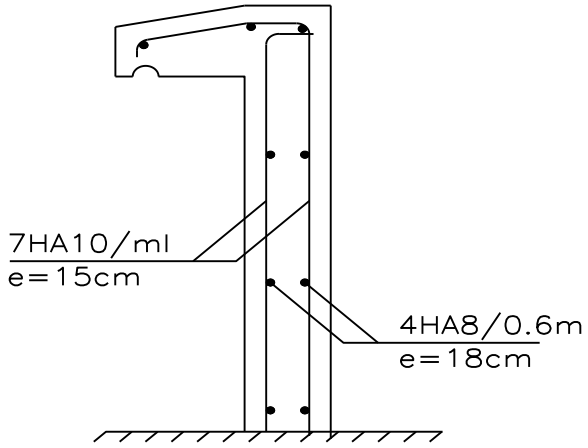


Figure III. 4 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2. ESCALIERS :

III.2.1. Introduction :

L'escalier est considéré comme une poutre semi-encastrée aux extrémités soumises à la flexion simple.

Tableau III. 7:Dimensions de l'escalier.

g (cm)	h (cm)	L_1 (cm)	L_2 (cm)	H (cm)
30	18	180	335	108
$\alpha = \tan^{-1}[H/L_1]$			30,96°	

III.2.2. Pré dimensionnement :

Tableau III. 8:Pré dimensionnement de l'escalier.

longueur totale (cm)	$L = \sqrt{L_1^2 + H^2} + L_2 = 545$
pré dimensionnement	$L/35 \leq e \leq L/30$
épaisseur (cm)	$14,57 \leq e \leq 17$ on prend : **e = 15 cm**

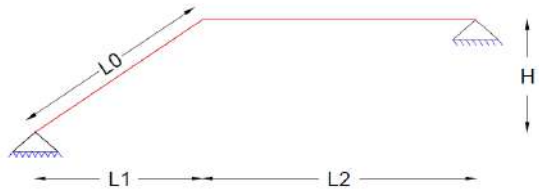


Figure III. 5 : schèma statique d'escalier

Évaluation des charges:

III.2.2.1. Paillasse :

Tableau III. 9:Évaluation des charges de la paillasse.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	20	0,4
mortier de ciment	0,02	20	0,4
lit de sable	0,03	18	0,54
paillasse	$e/\cos\alpha$=0,19	25	4.95
marches	h/2=0,9	25	2,25
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**8.9**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.2.2.2. Palier :

Tableau III. 10: Évaluation des charges du palier.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	20	0,4
mortier de ciment	0,02	20	0,4
lit de sable	0,03	18	0,54
palier	0,17	25	4.25
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**5.95**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

Tableau III. 11: Combinaisons des charges.

	palier	paillasse
P_u=1,35G+1,5Q (kN/ml)	11.78	15.76
P_{ser}=G+Q (kN/ml)	8.45	11.4

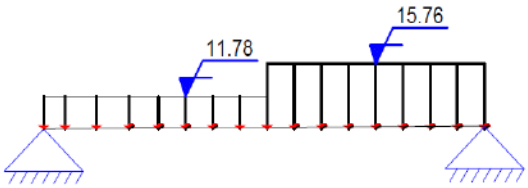


Figure III. 6: Distribution des charges à l'ELU

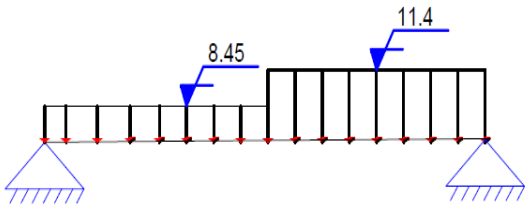


Figure III. 7 : Distribution des charges à l'ELS.

III.2.3. Détermination des efforts :

On prend le moment max :

Tableau III. 12: Détermination des efforts.

ELU	
M_0 (kN.m)	37.7
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 32.045
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 18.85
T (kN)	30.5
ELS	
M_0 (kN.m)	27.08
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 23.018
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 13.45

III.2.4. Ferraillage (à l'ELU) :

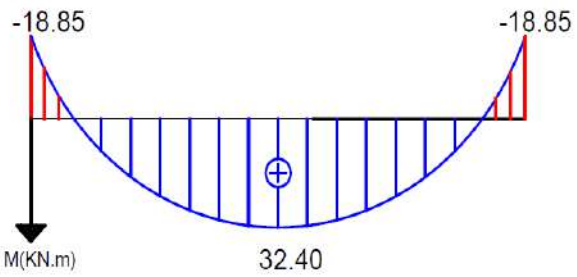


Figure III. 8: Diagramme des moments à l'ELU

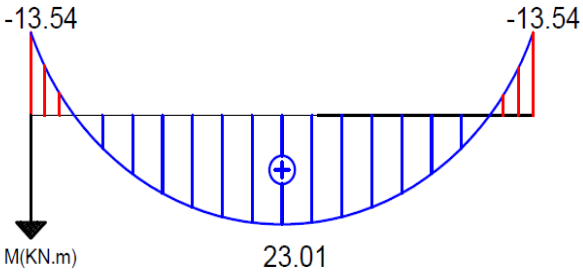


Figure III. 9: Diagramme des moments à l'ELS

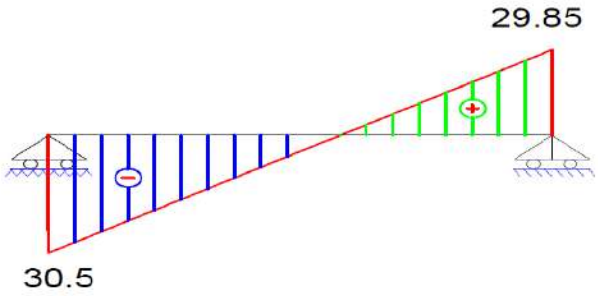


Figure III. 10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

III.2.4.1. Données :

Tableau III. 13: Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	17	f_e (MPa)	400
B=bxh=1700cm²			

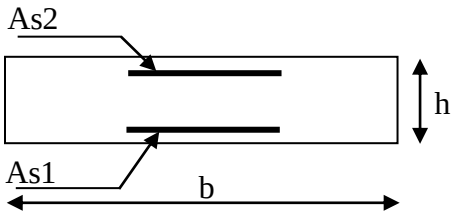


Figure III. 11: Section de calcul.

III.2.4.2. Armatures :

III.2.4.2.1. Armatures principales :

Section minimale: $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B \times f_{t28}/f_e = 10,5$ cm²/ml.

Tableau III. 14: Armatures principales.

	travée		appui	
	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)
calculée	6.74	0,00	0,00	3.86
choisie	**7HA12=7.92**	**0,00**	**0.00**	**7HA12=7.92**

III.2.4.2.2. Armatures de répartition :

Tableau III. 15: Armatures de répartition.

	$A_{rép1}$(cm²/1,35m)	$A_{rép2}$(cm²/1,35m)
calculée	$A_{s1}xL_2/4=1.98$	$A_{s1}xL_2/4=1.98$
choisie	**5HA8=2.31**	**5HA8=2.31**

III.2.5. Espacement :

Tableau III. 16: Espacement des armatures.

	principales (cm)	répartitions (cm)
calculé	100/7=14,28	(135-2x2,5)/(5-1)=21,67
choisi	**15**	**20**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(4h,45 cm) =45

III.2.6. Vérifications :

III.2.6.1. Des contraintes :

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 17: Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
travée	**7,43**	15	**0,21**	1,17
appui	**3,88**	15		

III.2.6.2. De la flèche :

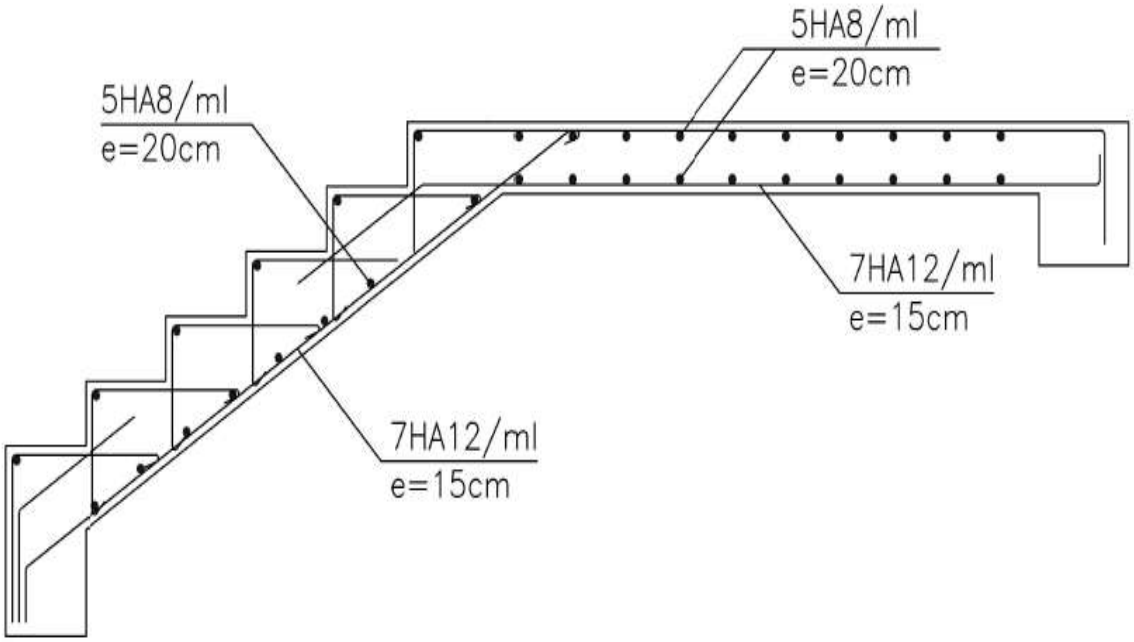
Flèche admissible : $f_{adm} = 0{,}5 + L/1000$.

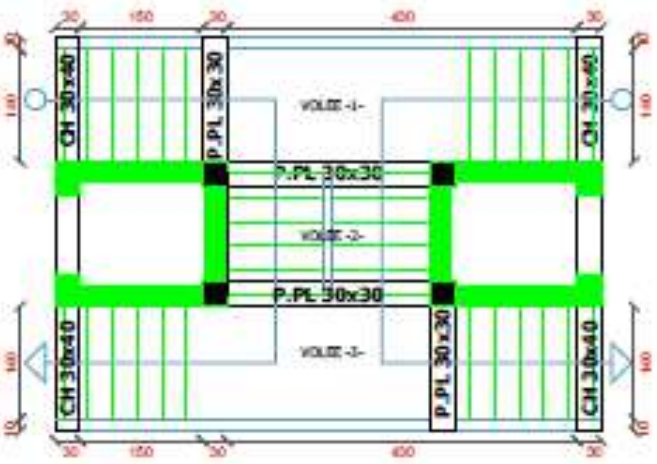
Tableau III. 18: Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	e	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
5,10	17	23.01	7.92	0,00	**9.8**	10,1

Remarque : la flache est vérifiée jusqu'à 17 cm d'épaisseur.

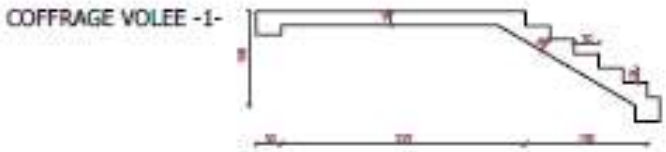
III.2.7. Schéma de ferraillage :





Nomenclatures des barres / types d'escaliers

N°	nombre	nuance	ø	longueur (m)	Schéma	esp
1	9	HA	12	5.30		15
2	9	HA	12	3.85		15
3	162	HA	8	0.95		15
4	44	HA	8	1.70		15
5	28	HA	8	1.80		15
6	9	HA	8	0.6		15
7	9	HA	12	2.00		15
8	9	HA	12	3.85		15
9	9	HA	12	2.00		15
10	9	HA	12	5.30		15





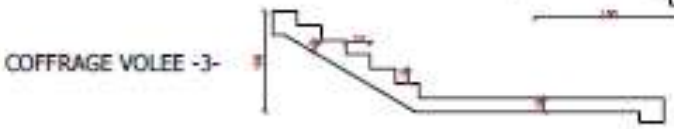








Figure III. 12 : Ferraillage de l'escalier

III.3. POUTRE PALIERE :

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

III.3.1. Pré dimensionnement :

Elle se pré dimensionne selon les deux formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad ,0{,}3\ h \leq b \leq 0{,}7$$

Tableau III. 19: Pré dimensionnement de la poutre palière.

	Poutre Palière
Conditions de résistance	L= 240cm⇒ 16cm ≤ h ≤ 24 cm. On adopte : **h = 30cm** ⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21cm. On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm ; h = 30cm ≥ 30cm ; h/b = 1≤ 4,0 **Conditions vérifiées**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}125 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**

III.3.2. Évaluation des charges :

G = $\frac{[Gpoids\ propre + 2\times R_{AG}]}{L}$; Q = $\frac{[\,2\times R_{AQ}]}{L}$

$R_A = R_B = T = \frac{Pl}{2}$; $M_{app} = -\frac{Pl^2}{12}$, $M_{travée} = \frac{Pl^2}{24}$

Tableau III. 19: Calcul des efforts de la poutre palière.

R_{AG} (kN)	***R_{AQ} (kN)***	***$G_{poidspropre}$(kN)***	***G(kN/ml)***	***Q(kN/ml)***
19.02	6.59	0,3×0,3×25×2.40 = 5.4	18.1	5.49
Charge (kN/ml)		***R_A(kN)***	***M_{app}(kN.m)***	***$M_{travée}$(kN.m)***
P_u	32.67	39.20	-15.43	7.84
P_{ser}	23.59	/	-11.32	5.66

III.3.3. Calcul de ferraillage L'ELU :

Tableau III. 20: Calcul de ferraillage de la poutre palière.

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
Travée	7.84	0,95	0,00	3HA12 = 3.39cm²	3HA12 = 3.39cm²
Appui	-15.43	0,00	1,65	3HA12 = 3.39cm²	3HA12 = 3.39cm²

III.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III. 21: *Vérification des contraintes à l'ELS.*

	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	5.66	1.02	15	Oui	12,73	12,73	201,63	Oui
Appui	-11.32	3.18	15	Oui	133.23	31.24	201,63	Oui

III.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU :

Tableau III. 22: *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.*

Poutres et sollicitations à l'ELU		Vérification			Espacements et armatures			
Section	**T(kN)**	$\tau(MPa)$	$\overline{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \overline{\tau}$	**ZN**	**ZC**	**∅**	**A_t**
30x30	39.20	0,47	2,50	Vérifiée	10	15	8	4HA8 = 2,01cm²

III.3.6. Vérification de la flèche à L'ELS :

$$M_0 = M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{8} = 16{,}98\text{kN.m}.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{240} = 0{,}125 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{5{,}66}{10 \times 16{,}98} = 0{,}033.$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3{,}39}{30 \times 27{,}5} = 0{,}004 \leq \frac{4{,}2}{feE} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. PLANCHERS (POUTRELLES) :

III.4.1. Introduction :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

$$\begin{cases}\text{Avant le coulage de la dalle de compression}\\ \text{Après le coulage de la dalle de compression}\end{cases}$$

III.4.2. Dimensions :

Tableau III. 23: Dimensions de poutrelles

plancher	b_s (cm)	h_s (cm)	b_i (cm)	h_i (cm)	b_0 (cm)	h_0 (cm)
habitation (16+4)	60	4	12	4	8	12

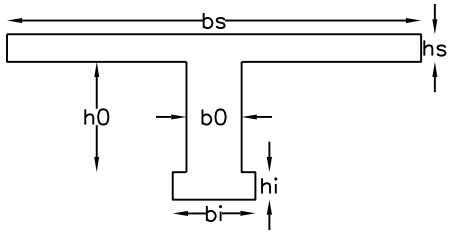


Figure III. 13: Poutrelle après coulage.

III.4.3. Calcul :

III.4.3.1. Avant coulage : [B.6.8.4.1.2 CBA93]

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ✓ La charge due à son poids propre+poids du corps creux.
- ✓ La surcharge due à l'ouvrier + poids des matériaux et des coffrages, qui est égale à :

$$Q = \max\begin{cases}1\text{ kN}\\ 500\text{ N/m}\end{cases}$$ (elle est localisée au milieu de la travée).

III.4.3.1.1. Évaluation des charges:

Tableau III. 24: Évaluation des charges de poutrelles.

G_{pp} (kN/ml)	$b_i \times h_i \times \gamma_{béton} = 0,12$
G_{cc} (kN/ml)	0,60
G(kN/ml)	$G = G_{pp} + G_{cc} =$ **0,72**

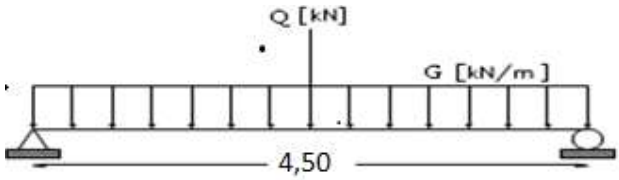


Figure III. 14 : Distribution des charges

Calcul des étaiements :

$$\begin{cases} f = \dfrac{5GL^4}{384EI} + \dfrac{QL^3}{48EI} \\ f_{adm} = \dfrac{L}{500} \end{cases}$$

Tableau III. 25: Détermination de nombre des étaiements.

nombre des étaiements	L (mm)	G	Q (kN)	E(Mpa)	f (mm)	f_{adm}(mm)	vérification
0	4500	**0,72**	**2,25**	10819	555,81	9	Non
1	2250	**0,72**	**1,125**	10819	34,73	4,5	Non
2	1500	**0,72**	**1**	10819	6,86	3	Non
3	1125	**0,72**	**1**	10819	2,16	2,25	Oui

Il faut prévoir **3 étaiements** le long de travée espacée de **1,125 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.4.3.2. Après coulage :

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- ✓ Poutrelle à 6 travées ;
- ✓ Poutrelle à 4 travées.
- ✓ Poutrelle à 2 travées

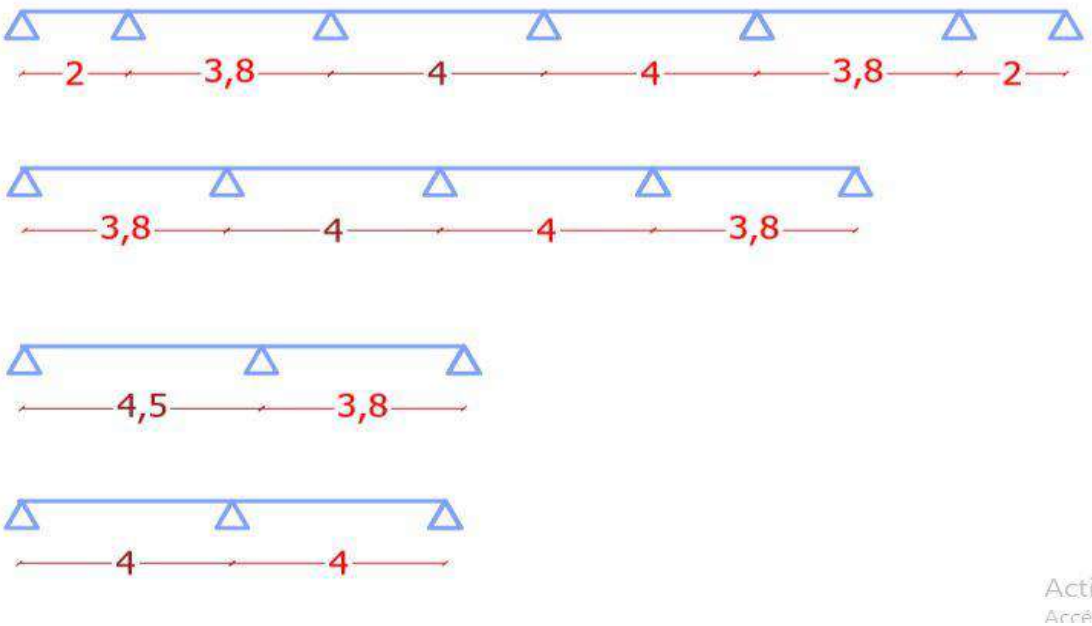


Figure III. 15 : Types des poutrelles

III.4.3.2.1. Évaluation des charges:

Tableau III. 26: charge, surcharges et la combinaison des charges.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	g=0.6G (kN/m)	q=0.6Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_s (kN/m)
Terrasse	**6.84**	**1**	**4.10**	**0.6**	**6.43**	**4.7**
RDC + les étages courants	**5.96**	**1,5**	**3.57**	**0.9**	**6.16**	**4.47**

III.4.3.2.2. 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 maximale (G, Q) est dans le plancher Terrasse donc on étudiè les poutrelles de ce plancher.

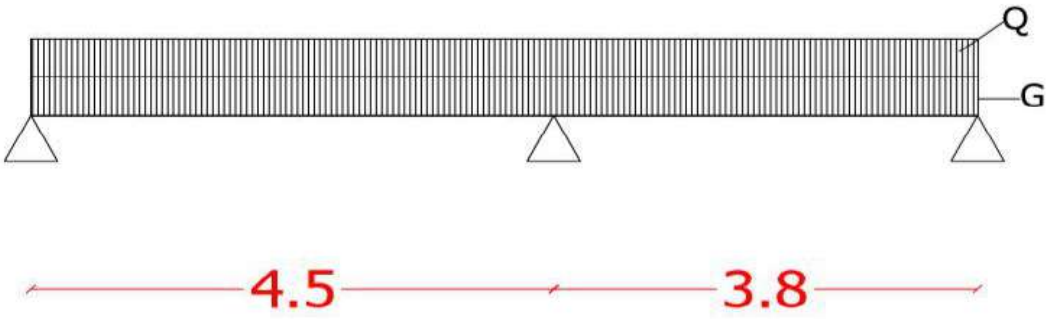


Figure III. 16: Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées.

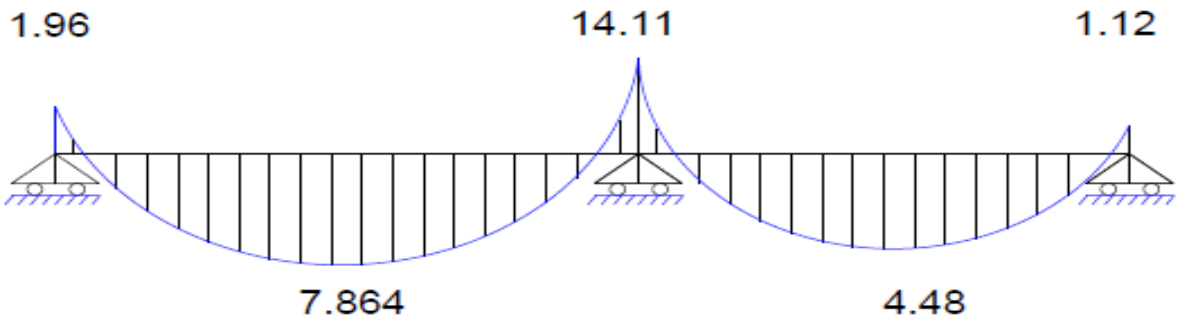


Figure III. 17:Diagramme des moments à l'ELU.

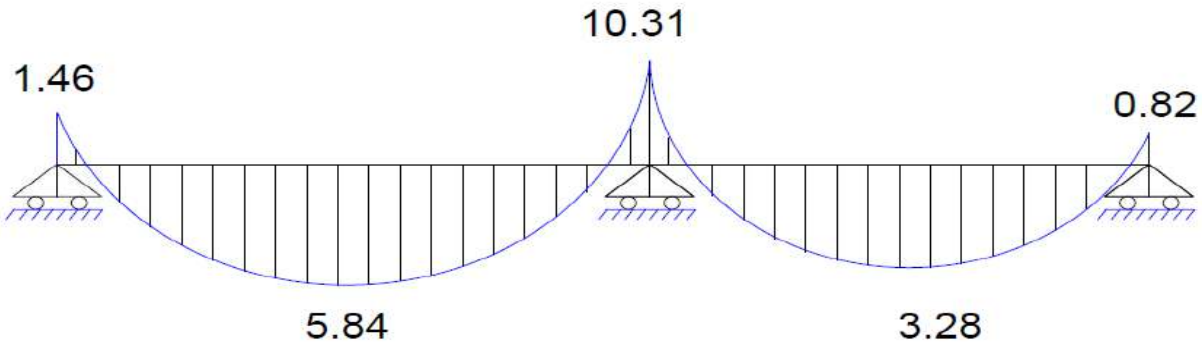


Figure III. 18: Diagramme des moments à l'ELS.

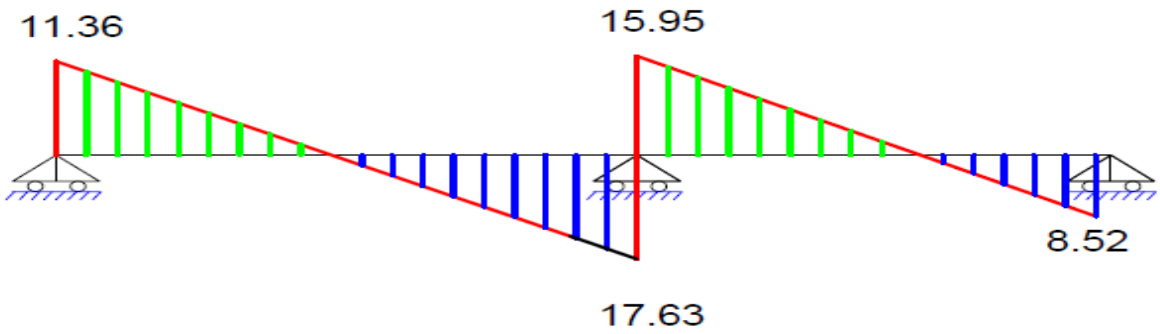


Figure III. 19 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

.

Tableau III. 27: Détermination des efforts.

	ELU			ELS	
	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
terrasse	7.86	14.11	17.63	5.84	10.31

III.4.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU) :

a) Données :

$$\begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ c = 2 \text{ cm} \\ c' = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Armatures :

Tableau III. 28: Armatures longitudinales (terrasse + étage courant).

		A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
travée	calculée	1,27	0,00
	choisie	**2HA10=1.56**	**1HA10=0,79**
appui	calculée	0,00	3.28
	choisie	**2HA10=1.56**	**1HA10+2chpHA14=3,87**

Tableau III. 29: Armatures transversal

	A_t (cm²)	S_t (cm)
choisie	**2HA6=0,56**	**20**
minimal	$0,4xbxS_t/f_e=0,13$	

.

III.4.3.2.4. Vérifications :

a) Des contraintes :

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \\ \tau_{adm} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b \ ; 5) \end{cases}$

Tableau III. 30: Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

		σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
terrasse + étage courant	travée	**3.39**	15	**1,22**	3,33
	appui	**12,39**	15		

b) De la flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = L/500$.

Tableau III. 31: Vérification de la flèche (à l'ELS).

	L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
terrasse + étage courant	4,5	5,84	1.56	0,79	**5.8**	9

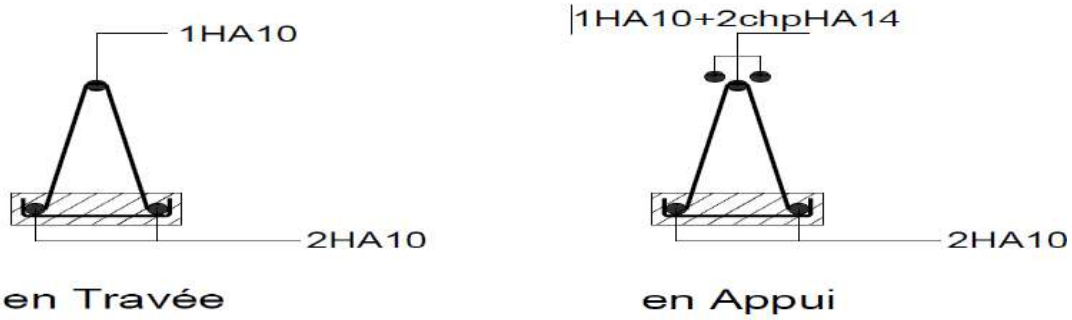


Figure III. 20 : Ferraillage des poutrelles (terrasse + étage courant).

III.4.4. Dalle de compression : [B.6.8.4.2.3 CBA93]

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

$$\begin{cases} 20\ cm : \text{pour les armatures perpendiculaires aux nervures } (A_{\perp}). \\ 33\ cm : \text{pour les armatures parallèles aux nervures } (A_{/\!/}). \end{cases}$$

La section minimale des armatures doit être :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq 4L/f_e \\ A_{/\!/} \geq A_{\perp}/2 \end{cases} \text{ pour } 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : $\begin{cases} L : \text{l'écartement des axes des nervures} = 60\ cm. \\ f_e : \text{la limite d'élasticité de treillis soudé} = 520\ MPa. \end{cases}$

Tableau III. 32: Armatures de la dalle de compression.

	$A_{\perp}$ (cm²/ml)	$A_{/\!/}$ (cm²/ml)
calculé	≥0,46	≥0,23
choisi	**7Φ4=0,88**	**7Φ4=0.88**
on adoptera un treillis soudé de : **(15x15)** cm²		

III.4.5. Schéma de ferraillage :

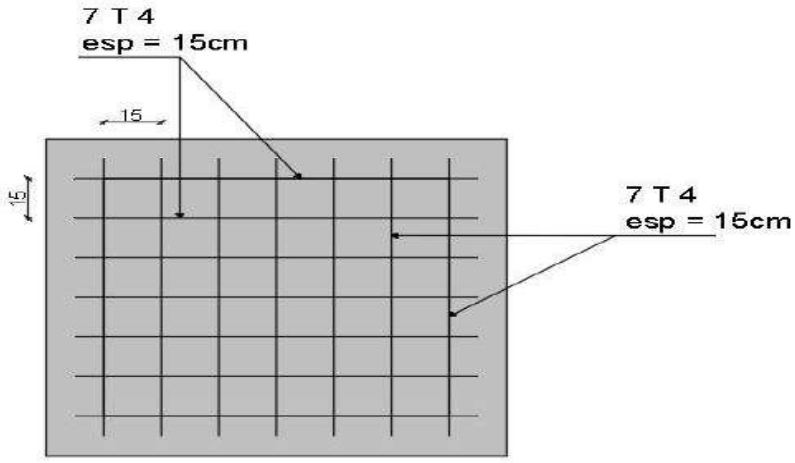


Figure III. 21: Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.5. PLANCHERS (DALLE PLEINE) :

III.5.1. Introduction :

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments.

III.5.2. Dalle reposant sur trois appuis :

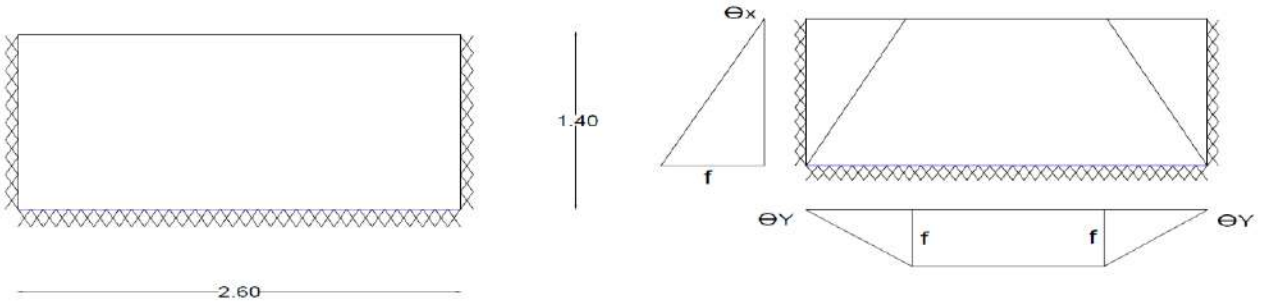


Figure III. 22 : Schéma statique de la dalle.

Tableau III. 33: Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_s(kN/m^2)$	$M_u = 0{,}149\ P_u$	$M_s = 0.146\ P_s$
6.91	3,5	14.58	10.41	2.13	1,51

III.5.2.1. Calcul de ferraillage :

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 peu nuisible**.**

Tableau III. 34: ferraillage à l'ELU. Sens-X, Sens-Y

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Espacement (cm)
travée	2.13	0,009	0,995	0,50	1.5	7HA8	**15**
appuis	2.13	0,009	0,995	0,50	1.5	7HA8	**15**

III.5.2.2. Vérification des contraints à l'E.L.S

Tableau III. 35: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X, Sens-Y

contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	vérification	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_s}$	vérification
travée	1,18	0,29	15	oui	2.88	2.88	201,63	oui
appuis	0,47	0.11	15	oui	1.15	1.15	201,63	oui

III.5.2.3. Vérification d'effort tranchant à ELU

Tableau III. 36: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
15	100	5.07	0,04	1,17	OUI

III.5.2.4. Flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = L/500$

Tableau III. 37: Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
2.60	1.18	3,52	3,52	**0,1**	5.2

III.5.3. Dalle reposant sur quatre appuis :

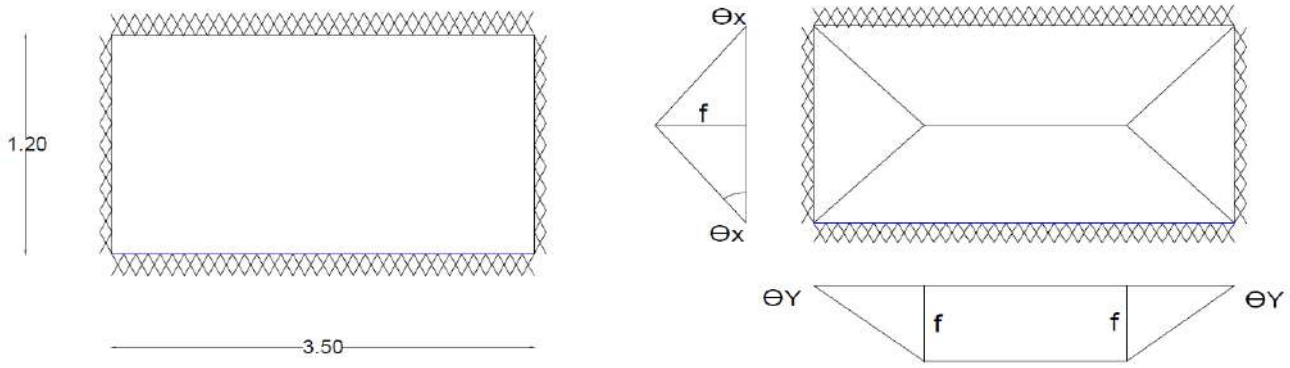


Figure III. 23 : Schéma statique de la dalle

Tableau III. 38: Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine

G(kN/m²)	Q(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_s(kN/m²)	M_u =0.123 P_u	M_s =0.123 P_s
6,91	3.5	14.58	10.41	1.79	1.28

III.5.3.1. Calcul de ferraillage :

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 peu nuisible**.**

Tableau III. 39: Ferraillage à l'ELU.

	M_U(kN.m)	μ	β	A(cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Espacement (cm)
travée	1.79	0.008	0.997	0,41	1.5	7HA8	15
appuis	0.895	0.004	0,998	0,20	1.5	7HA8	15

III.5.3.2. Vérification des contraints à l'E.L.S : ce représentée sur le (tableau III.40)

Tableau III. 40: Vérification des contraintes à l'ELS.

contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	vérification	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	vérification
travée	1.87	0,46	15	Oui	4.56	4.56	201,63	Oui
appuis	0.94	0,23	15	Oui	2.29	2.29	201,63	Oui

III.5.3.3. Vérification d'effort tranchant à ELU : ce représentée sur le (tableau III.41)

Tableau III. 41: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
25	100	8.75	0,07	1,17	Oui

III.5.3.4. Flèche :

Flèche admissible : f_{adm} = L/500

Tableau III. 42: Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	f (mm)	f_{adm} (mm)
3.50	1.87	3,52	3,52	**0,2**	7

III.5.4. Schémas de ferraillage :

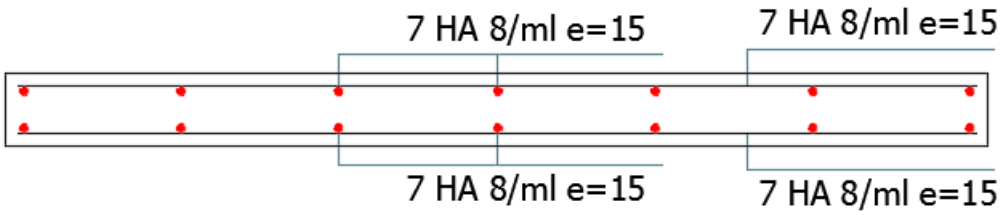


Figure III. 24 : Ferraillage des dalles pleines

III.5.5. Dalle machine :

III.5.5.1. 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.5.5.2. Pré-dimensionnement de la dalle : [2]

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 :

$$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \quad \Longrightarrow \quad 4 \leq e \leq 4{,}5$$

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

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit :

$e \geq 25cm$, donc on prend e = 25 cm.

III.5.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation :

On a un seul type d'ascenseurs à étudier.

- **Charges permanentes :**

Tableau III. 43: 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 = $\frac{\Sigma \text{ Pi}}{S} = \frac{17300}{3,51}$ = 4928,77kg/m² = 49,28kN/m².

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

G = 49,28 +6,25 **= 55,53 kN/m².**

- **Charges d'exploitations :**

Q = 650 kg /m² = 6,5 kN/m²

Q = 1.85 KN

Tableau III. 44: Détermination des charges.

G(kN/m²)	Q(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_{ser}(kN/m²)
55,53	6,5	84,71	62,03

III.5.5.4. Détermination des sollicitations :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

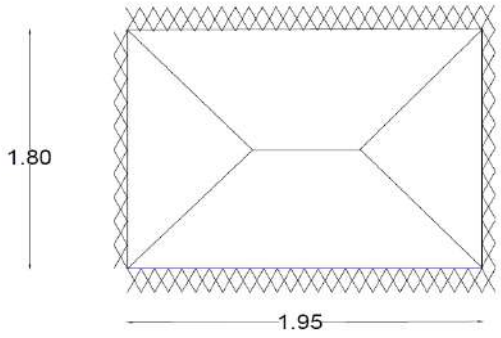


Figure III. 25: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine**.**

Tableau III. 45: Sollicitations de la dalle machine**.**

Cas	M (kN.m)		Mt (kN.m)	Max (kN.m)	May (kN.m)
ELU	0,213 x Pu	18,04	18,04	9,025	18,04

Avec : $M_{Travée}$= M ,M M_{Appui}= 0,5 M ; M.

III.5.5.5. Calcul de ferraillage à L'ELU :

Tableau III. 46: Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y).

Dalle		*Sollicitations à l'ELU*		*Section d'armatures calculées*				*Section d'armatures choisies*			
b(cm)	*e(cm)*	$M_{travée}$	M_{appui}	As_1	As_2	$A's_1$	$A's_2$	As_1	As_2	$A's_1$	$A's_2$
100	25	18,04	18,04	2,70	0,00	0,00	2,70	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10

III.5.5.6. Vérification des contraintes à L'ELS :

Tableau III. 47: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-X.

M_{ser}(kN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	18,84	1,54	15	Oui	19,26	19,26	201,63	Oui
Appui	-12,56	1,07		Oui	12,84	12,84		Oui

Tableau III. 48: Vérification des contraintes à l'ELS. Sens-Y.

M_{ser}(kN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	22,11	22,11	15	Oui	194,01	0,00	201,63	Oui
Appui	-12,56	1,07		Oui	12,84	12,84		Oui

III.5.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III. 49: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Dalle		$T_u(kN)$		Tmax	Tadm	Vérifiée
b (cm)	e (cm)	Sens X	52,16	0,231	1,16	Oui
100	25	Sens Y	50,83	0,236	1,16	Oui

III.5.5.8. Vérification de la flèche à L'ELS :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{180} = 0{,}14 \geq \frac{M_t}{20 \times M_t} = \frac{22{,}11}{20 \times 22{,}11} = 0{,}05.$$

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

$$\frac{Ay}{b \times dy} = \frac{5{,}5}{100 \times 21{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$$

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

III.5.5.9. Vérification Poinçonnement :

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

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 $\frac{25}{1,5}$ = 187,5kN

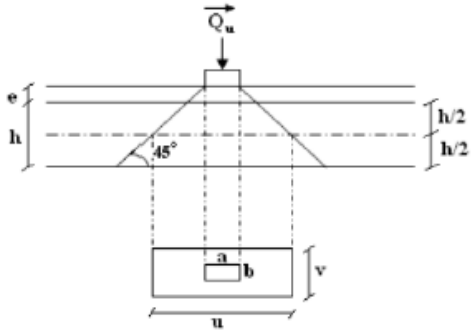


Figure III. 26: Vérification de poinçonnement.

CHAPITRE IV :
Etude dynamique

IV.1. Introduction

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

IV.2. Caractéristiques géométriques 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, il 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 :

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

Avec :

I_x, I_y: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

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_i, Y_i: Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.3. Excentricité statique (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.2.4. 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 de l'axe verticale, due à cette excentricité, doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devraient être négligés.

IV.2.5. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements des dispositions des voiles par logiciel de calcule (sap 2000), on a choisi une variante (Figure IV 1, IV 2) 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.

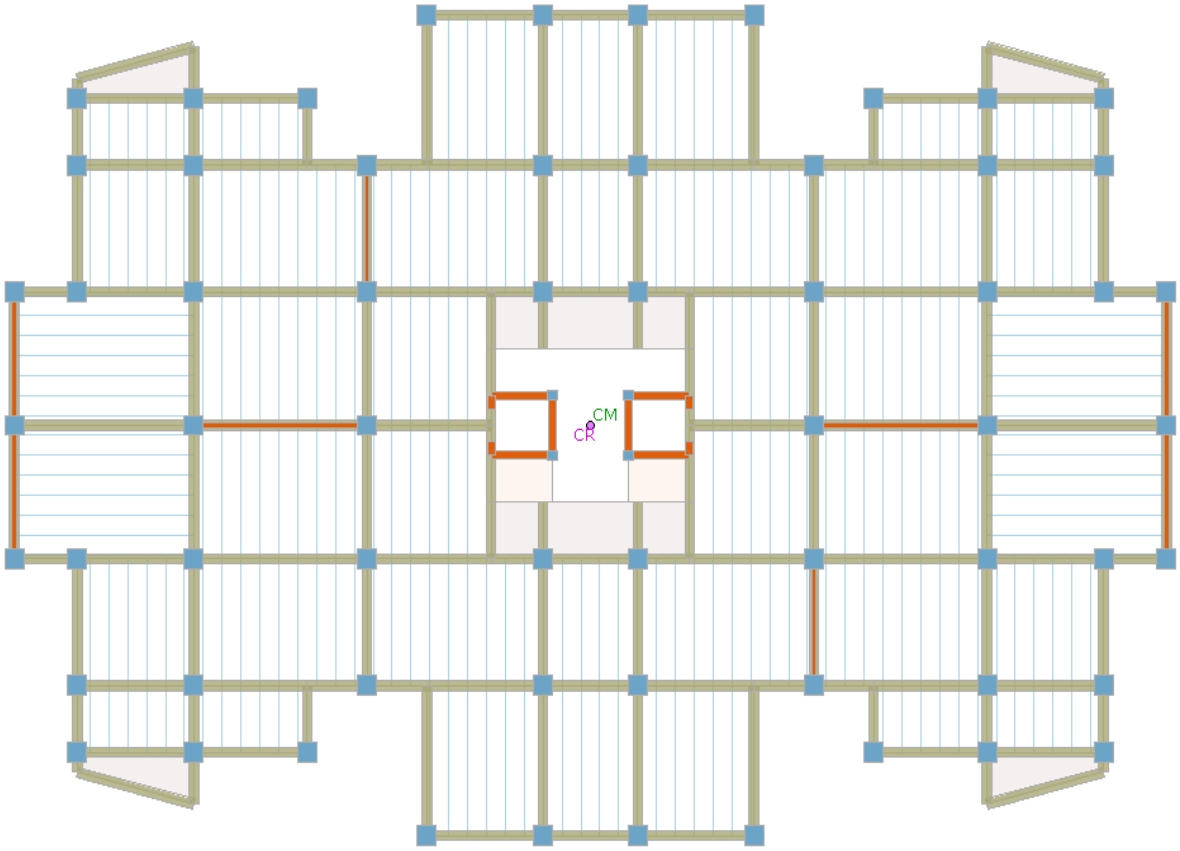


Figure IV. 1: disposition des voiles (vue en plan).

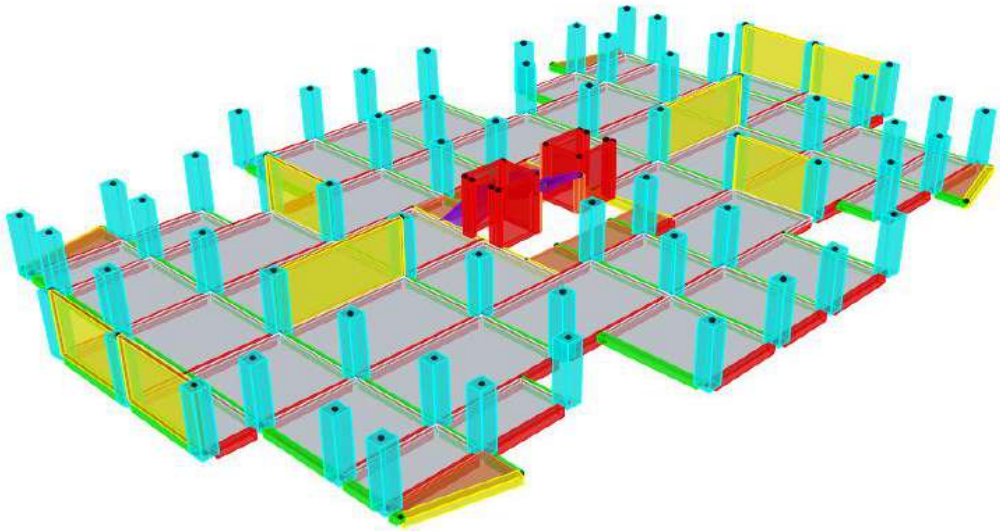


Figure IV. 2: Disposition des voiles en 3D.

IV.2.5.1. Détermination du centre de masse et du centre de torsion (Tableau IV.1)

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

Diaphragme N°	Niveau(m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G(m)	$\sum K_x(m^4)$	$\sum Ky(m^4)$	XR (m)	YR (m)
I_ DIAPH_ 3,24	3,24	9278,453	18,3	12,3	3,10E+04	5,52E+04	18,302	12,294
H_ DIAPH_ 6,48	6,48	9278,453	18,3	12,3	3,10E+04	5,52E+04	18,302	12,283
G_ DIAPH_ 9,72	9,72	9136,862	18,3	12,3	3,10E+04	5,52E+04	18,301	12,279
F_ DIAPH_ 12,96	12,96	8995,271	18,3	12,3	3,10E+04	5,52E+04	18,301	12,28
E_ DIAPH_ 16,20	16,2	8995,271	18,3	12,3	3,10E+04	5,52E+04	18,301	12,282
D_ DIAPH_ 19,44	19,44	8865,992	18,3	12,3	3,10E+04	5,52E+04	18,301	12,284
C_ DIAPH_ 22,68	22,68	8736,714	18,3	12,3	3,10E+04	5,52E+04	18,3	12,287
B_ DIAPH_ 25,92	25,92	8716,471	18,3	12,295	3,10E+04	5,52E+04	18,3	12,29
A_ DIAPH_ 29,16	29,16	7433,369	18,3	12,291	3,10E+04	5,52E+04	18,3	12,292

IV.2.5.2. Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA2003, 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 = 36.60 m

  Largeur du bâtiment =24.60 m

- **Excentricité admissible** :

  Excentricité suivant L_x = 15 %.L_X = 5.49 m.

  Excentricité suivant L_y = 15 %.L_Y = 3.69 m.

Tableau IV. 2: Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
3,24	0,002	5,49	Oui	0,006	3,69	Oui
6,48	0,002	5,49	Oui	0,017	3,69	Oui
9,72	0,001	5,49	Oui	0,021	3,69	Oui
12,96	0,001	5,49	Oui	0,020	3,69	Oui
16,2	0,001	5,49	Oui	0,018	3,69	Oui
19,44	0,001	5,49	Oui	0,016	3,69	Oui
22,68	0,000	5,49	Oui	0,013	3,69	Oui
25,92	0,000	5,49	Oui	0,005	3,69	Oui
29,16	0,000	5,49	Oui	0,001	3,69	Oui

Tant qu'il y a deux niveaux qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA2003 « Art 3.5.1 »).

IV.3. Choix de la méthode de calcul

IV.3.1. 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 accélérogramme.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIa, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 14m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2.0 ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1. Principe de la méthode

Avec cette méthode, on recherche, pour chaque mode de vibration, le maximum des deplacement 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.3.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2.0 " 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.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

IV.3.2.3.1. 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 IIa, groupe d'usage 2)⇒A=0,15

IV.3.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η

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

IV.3.2.3.3. Coefficient de comportement R

Conformément à cet article 3.4.4.b (RPA 2003), ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc :**R = 4 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).**

Suivant l'axe (X) :

Tableau IV. 3: Justification du coefficient du comportement suivant (X).

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales	
	N_z/poteaux (%)	N_z /voiles (%)
29,16	**91,511**	**8,489**
25,92	**91,487**	**8,513**
22,68	**91,461**	**8,539**
19,44	**92,172**	**7,828**
16,20	**92,190**	**7,810**
12,69	**92,208**	**7,792**
9,72	**92,868**	**7,132**
6,48	**92,895**	**7,105**
3,24	**92,916**	**7,084**

Suivant l'axe (Y) :

Tableau IV. 4: Justification du coefficient du comportement suivant (Y).

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales	
	N_z/poteaux (%)	N_z /voiles (%)
29,16	**88,429**	**11,571**
25,92	**88,445**	**11,555**
22,68	**88,457**	**11,543**
19,44	**89,468**	**10,532**
16,20	**89,501**	**10,499**
12,69	**89,538**	**10,462**
9,72	**90,469**	**9,531**
6,48	**90,506**	**9,494**
3,24	**90,535**	**9,465**

IV.3.2.3.4. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

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

Tableau IV. 5: détermination du facteur de qualité Q de la structure.

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	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,1		0,1	
Q	1,1		1,1	

IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique

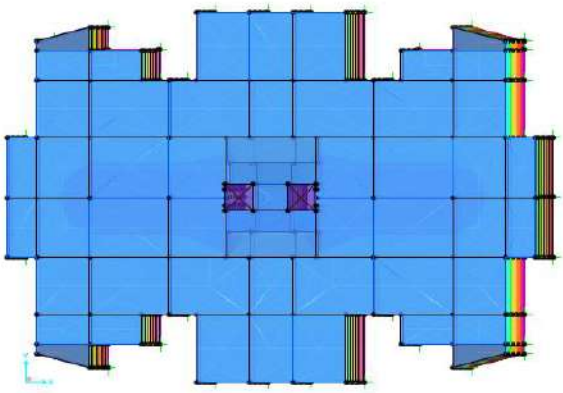
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.3.3.1. Analyse modale

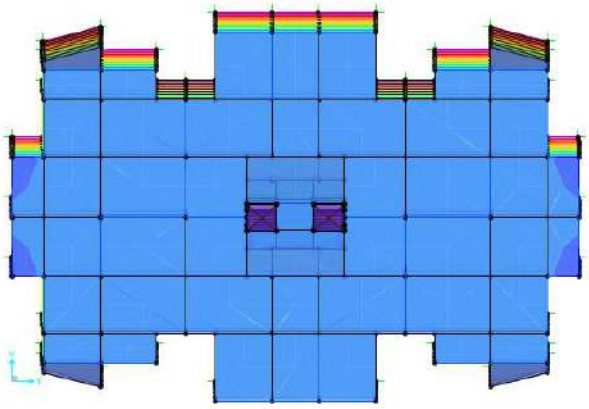
IV.3.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV. 6: Le comportement des trois premiers modes.

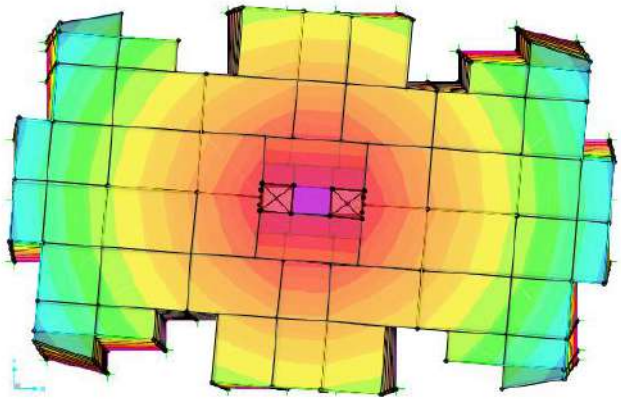
Modes	1	2	3
Période (s)	0,697	0,624	0,484
Participation massique suivant X	69,75%	0,01%	0,00%
Participation massique suivant Y	0,01%	67,92%	0,00%
Participation massique suivant Z	0,00%	0,00%	68,58%
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z



a) Mode 1 (translation suivant X)



b)Mode2(translation suivant Y)



c) Mode 3 (rotation auteur de Z)

Figure IV. 3: Le comportement des trois premiers modes

IV.3.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des 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 [1] : ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Tableau IV. 7: Comportement des trois premiers modes.

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0,839	0,697	68,069	0,001	0
2	0,697	1,536	68,071	67,035	0
3	0,55	2,086	68,071	67,035	67,468
.	.	.	.	.	.
9	0,089	2,545	**93,17**	87,79	88,97
.	.	.	.	.	.
27	0,073	3,976	93,31	**91,07**	88,98
.	.	.	.	.	.
72	0,062	7,05	93,36	93,94	**94,07**

- **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 72 mode avec un temps égale à « T=7,05 sec » .

IV.3.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.3.3.2.1. 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 :

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

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 ») :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIa, Groupe 2) ⇒ A=0,15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 3) $\Rightarrow \quad T_2 = 0{,}50\text{sec}$

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.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 29{,}16}{\sqrt{36{,}6}} = 0{,}433 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 29{,}16}{\sqrt{24{,}6}} = 0{,}529$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}205 \quad , \quad D_y = 2{,}205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \ , \quad W_i = G_i + \beta_1 Q + \beta_2 Q \, , \quad \beta_1 = 0{,}2 \ , \ \beta_2 = 0{,}6$$

$$\Rightarrow W = \ 37180\,,482 \text{ kN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau VI.7

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

A	**D_x**	**D_y**	**Q_x**	**Q_y**	**R**	**W(kN)**	**V_x(kN)**	**V_y(kN)**
0 ,15	2,205	2,205	1,1	1,1	4	79436,854	7228,754	7228,754

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$V_{tx} = 4613{,}899kN \quad , \quad V_{ty} = 4636{,}529kN$$

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

	V(kN)	**V_t(kN)**	**$V_t/V \ge 0,8$**	**$V_t/V \ge 0,8$**
Sens X	7228,754	5818,489	0,805	CV
Sens Y	7228,754	5818,391	0,805	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

Tableau IV. 10: Vérification de la stabilité au renversement.

Moment de renversement		Moment de stabilité	
$M_R = \Sigma M_{ri} = \Sigma h_i.F_i$		$M_S = \Sigma M_{si} = \Sigma X_{Gi}.W_i$	
M_{rx} (kN.m)	115937,2246	M_{ry} (kN.m)	114819,3931
M_{sx} (kN.m)	1040266,897	M_{sy} (kN.m)	1546406,84
M_{sx} / M_{rx}	**8,97> 1,5**	M_{sy} / M_{ry}	**13,46> 1,5**

- **Commentaire :**

La structure est stable vis-à-vis au risque de renversement.

c) 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 l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

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

h_e : La hauteur d'étage

Suivant l'axe (X) :

Tableau IV. 11: Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X).

Diaphragm N°	Niveau(m)	δx(cm)	R.δx(cm)	ΔX(cm)	0,01.h(cm)	Vérification
A_DIAPH_29,16	29,16	2,61	10,44	1,384	3,24	Ok
B_DIAPH_25,92	25,92	2,264	9,056	1,404	3,24	Ok
C_DIAPH_22,68	22,68	1,913	7,652	1,424	3,24	Ok
D_DIAPH_19,44	19,44	1,557	6,228	1,412	3,24	Ok
E_DIAPH_16,20	16,2	1,204	4,816	1,356	3,24	Ok
F_DIAPH_12,96	12,96	0,865	3,46	1,236	3,24	Ok
G_ DIAPH_ 9,72	9,72	0,556	2,224	1,056	3,24	Ok
H_ DIAPH_ 6,48	6,48	0,292	1,168	0,788	3,24	Ok
I_ DIAPH_ 3,24	3,24	0,095	0,38	0,38	3,24	Ok

Suivant l'axe (Y) :

Tableau IV. 12: Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y).

Diaphragm N°	Niveau(m)	δy(cm)	R.δy(cm)	ΔY(cm)	0,01.h(cm)	Vérification
A_DIAPH_29,16	29,16	2,04	8,16	1,124	3,24	Ok
B_DIAPH_25,92	25,92	1,759	7,036	1,144	3,24	Ok
C_DIAPH_22,68	22,68	1,473	5,892	1,144	3,24	Ok
D_DIAPH_19,44	19,44	1,187	4,748	1,116	3,24	Ok
E_DIAPH_16,20	16,2	0,908	3,632	1,048	3,24	Ok
F_DIAPH_12,96	12,96	0,646	2,584	0,936	3,24	Ok
G_ DIAPH_ 9,72	9,72	0,412	1,648	0,78	3,24	Ok
H_ DIAPH_ 6,48	6,48	0,217	0,868	0,576	3,24	Ok
I_ DIAPH_ 3,24	3,24	0,073	0,292	0,292	3,24	Ok

- **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

d) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 »).

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 ".

Si $0.10<\theta_k\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta_k>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P-Δ.

Niveu (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
29,16	7433,37	1,38	1,12	946,27	946,25	324	0,033	0,027	Vérifiée
25,92	8716,47	1,41	1,15	986,32	986,3	324	0,038	0,031	Vérifiée
22,68	8736,71	1,42	1,14	865,03	865,02	324	0,044	0,036	Vérifiée
19,44	8865,99	1,41	1,12	752,43	752,42	324	0,051	0,041	Vérifiée
16,2	8995,27	1,36	1,05	636,17	636,16	324	0,059	0,046	Vérifiée
12,96	8995,27	1,24	0,93	508,93	508,92	324	0,068	0,051	Vérifiée
9,72	9136,86	1,05	0,78	387,71	387,7	324	0,076	0,057	Vérifiée
6,48	9278,45	0,79	0,58	262,48	262,47	324	0,086	0,063	Vérifiée
3,24	9278,45	0,38	0,.29	131,24	131,24	324	0,083	0,063	Vérifiée

IV.3.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

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

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

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

Tableau IV. 14: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	148,39	G+Q+E_{dx}	Fissuration peu nuisible	1,32	3,26	CV
Poutres secondaires	30×30	36,98	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0.45	2,50	CV
Chainage	30×40	105,63	G+Q+E_{dy}	Fissuration peu nuisible	0,94	3,26	CV
Long	30×30	30,32	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0,31	2,5	CV
Poutres paliers	30×30	33,08	G+Q+E_{dx}	Fissuration peu nuisible	0,4	3,26	CV

➢ **Commentaire**

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

- **Les poteaux**

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

Tableau IV. 15: Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant x :

Section(cm^2)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 30×30	3,24	G+Q-E_{dx}	22.03	0.267	1,88	CV
Poteau 50×50	3,24	G+Q-E_{dx}	75,18	0,317	1,88	CV
Poteau 55×55	3,24	G+Q-E_{dx}	67,14	0.233	1,88	CV
Poteau 60×60	3,24	G+Q-E_{dx}	64,62	0,187	1,88	CV

Tableau IV. 16: Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant y :

Section(cm^2)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 30×30	3,24	G+Q-E_{dy}	15,92	0,193	1,88	CV
Poteau 50×50	3,24	G+Q-E_{dy}	35,1	0,148	1,88	CV
Poteau 55×55	3,24	G+Q+E_{dy}	28,54	0,099	1,88	CV
Poteau 60×60	3,24	G+Q-E_{dy}	26,75	0,078	1,88	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: $\bar{\tau} = 0{,}2\,.f_{c28}$

Suivant l'axe (X) :

Tableau IV. 17: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X).

voile	ep(cm)	L (m)	comb.	V (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
X1	15	5,5	G+Q+E_{dx}	1460,45	**2,75**	**5,00**
X2	15	5,5	G+Q-E_{dx}	1459,29	**2,75**	**5,00**

Suivant l'axe (Y) :

Tableau IV. 18: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y).

voile	ep (cm)	L (m)	comb.	V (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Y1	15	4	G+Q+E_{dy}	1031,57	**2,67**	**5,00**
Y2	15	4	G+Q+E_{dy}	1027,32	**2,66**	**5,00**
Y3	15	3.8	G+Q+E_{dy}	703,61	**1,92**	**5,00**
Y4	15	3.8	G+Q+E_{dy}	679,05	**1,85**	**5,00**

- **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement

b) 2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

D'après **(RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).**

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

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

Direction	**Section(b*h)**	**N_d(kN)**	**$B_c(mm^2)$**	**Combinaison**	**ν**	**$\nu \leq 0.3$**
X	POT(45×45)	1911,45	184900	G+Q+E_{dx}	0,414	CNV
Y	POT(45×45)	1704,89	184900	G+Q+E_{dy}	0,369	CNV

- **Commentaire**

Les poteaux a la base sont justifiées insuffisantes pour équilibrer les contraintes normale de compression (l'effort normal réduit), donc on doit augmenter la section des poteaux

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

Direction	Section (b*h)	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
X	POT(60×60)	2105,85	336400	G+Q-E_{dx}	0,25	CV
Y	POT(60×60)	2133,4	336400	G+Q-E_{dy}	0,254	CV

- **Conclusion**

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV. 21: Dimensions finales des éléments.

Éléments	Section	Éléments		Section
Poutres principales	30x40	**Voile de contreventement**		15xL
Poutres secondaires	30x30	**Poteau**	6éme,7 éme,8éme étage	50x50
Poutre Chainage	30x40		3émé, 4éme ,5 éme etage	55x55
Longrines	30x30		RDC 1er, 2éme étage	60x60

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage sera fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par le CBA93 :**

  ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q

  ELS : G + Q

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003 :**

ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 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 sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul du ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires pour les contraintes des déformations.

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

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

Tableau V. 1 : La section calculée d'armatures des poutres.

Élément	(**bxh**)	$\mathbf{M_t(kN.m)}$	Combinaison	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{M_a(kN.m)}$	Combinaison	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$
Poutres principales	30x40	72,104	1,35G+1.5Q	5,1	-162,879	$G + Q - E_{dx}$	12.32
Poutres secondaires	30x30	27,423	$G + Q + E_{dx}$	2.58	-50,319	$G + Q - E_{dx}$	4,89
Chainage	30x40	50,87	1,35G+1.5Q	3,51	-110,163	$G + Q + E_{dy}$	7,95

Tableau V. 2: La section choisie d'armatures des poutres.

Élément	Section calculée		Section choisie	
Poutres principales	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$
	5,1	12,32	3HA16=6,03	$4HA16 + 3CHP16 = 14,07$
Poutres secondaires	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$
	2,58	4,89	$3HA12 = 3,39$	$3HA12 + 2CHP12 = 5,65$
Chainage	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$
	3,51	7,95	$3HA14 = 4,62$	$6HA14 = 9,24$

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

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

Tableau V. 3: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$\mathbf{M_{t\,ser}}$ (kN.m)	$\mathbf{M_{a\,ser}}$ (kN.m)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_s}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_s{}'}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_s}$ (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_s{}'}$ (MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ (MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ (MPa)	
Poutres principales	52,67	-74,21	6,17	170,08	75,11	7,74	/	/	15	201,63	CV
Poutres secondaires	16,310	-19,15	5,03	/	/	6,46	/	/	15	201,63	CV
Chainage	37,12	-61,86	5,45	/	/	7,15	/	/	15	201,63	CV

Section minimale :

$$A_{min} = 0.5\%\, b.h\ (cm^2) \quad RPA2003\ (Art.7.5.2.1).$$

$$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\, b.h\ (cm^2) \quad CBA93\ (Art.B.6.4).$$

Tableau V. 4: Vérification de section d'armatures.

Elément	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{tmin}(cm^2)}$	Vérification
Poutres principales	12,06	20,1	6	1,2	CV
Poutres secondaires	6,78	11,3	4,5	0,9	CV
Chainage	9,24	13,86	6	1,2	CV

V.2.3. Vérification de la flèche :

✓ Vérification de la flèche des poutres principales.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{0.4}{5.6} = 0.071 \geq 0.0625 & CV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.071 \geq \dfrac{52{,}67}{10 * 132{,}92} = 0.039 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{6{,}03}{30 * 37{,}5} = 0.0054 \leq \dfrac{4.2}{f_e} = \dfrac{4.2}{400} = 0.011 & CV \end{cases}$$

Touts les conditions sont vérifiées.

✓ Vérification de la flèche des poutres secondaires.

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,3}{4} = 0,075 \geq 0.0625 & CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,075 \geq \frac{16,310}{10 * 49,1} = 0.033 & CV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{3,39}{30 * 27,5} = 0,0040 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 & CV \end{cases}$$

Touts les conditions sont vérifiées.

- ✓ Vérification de la flèche des chainages.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.4}{4} = 0.1 \geq 0.0625 & CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.1 \geq \frac{37,12}{10 * 54,14} = 0.068 & CV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{4,62}{30 * 37,5} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 & CV \end{cases}$$

Touts les conditions sont vérifiées.

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres :

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

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

$$Selon\ le\ RPA2003: \begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0.003 * b} & \\ S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset\right] & Zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2} & Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93: \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V. 5: La section d'armatures transversales.

Élément	V_{max}(kN)	τ_u(MPa)	$S_{adoptée}$(cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm²)
			S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)	
Poutres principales	135,36	1,21	10	15	4Ø8 = 1,51
Poutres secondaires	66,422	0,82	10	15	4Ø8 = 1,51
chainage	79,66	0,7	10	15	4Ø8 = 1,51

V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

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

Tableau V. 6: Vérification des contraintes de cisaillement.

Élément	Section	V_{max}(kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	135,36	1,35G + 1,5Q	1,21	3.26	CV
Poutres secondaires	30x30	66,422	1,35G + 1,5Q	0,82	3.33	CV
chainage	30x40	79,66	1,35G + 1,5Q	0,7	3,26	CV

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

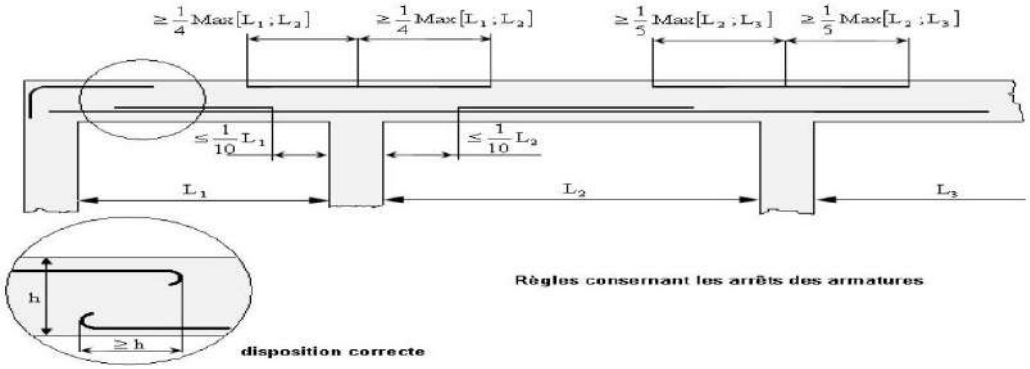


Figure V. 1 : Disposition des armatures pour les poutres.[2]

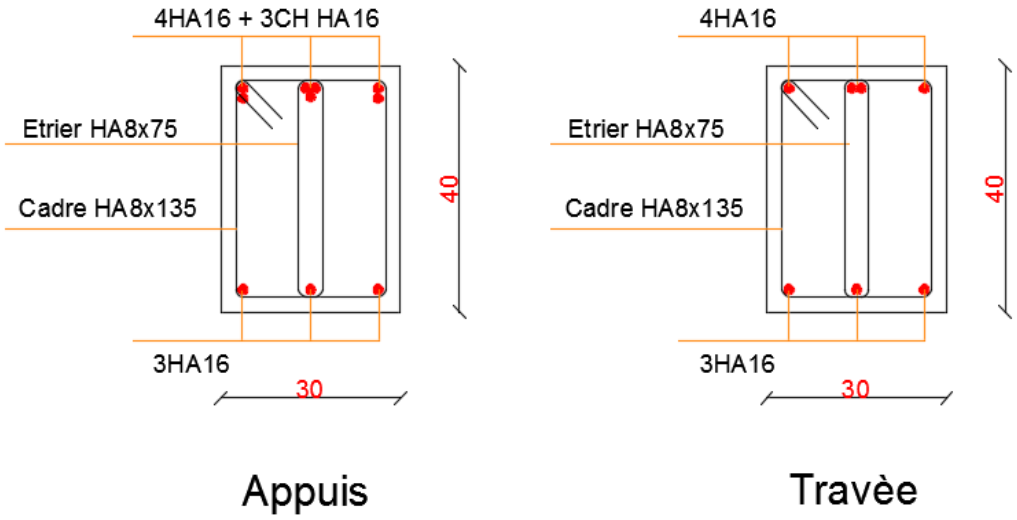


Figure V. 2: Dessin de ferraillage des poutres principales.

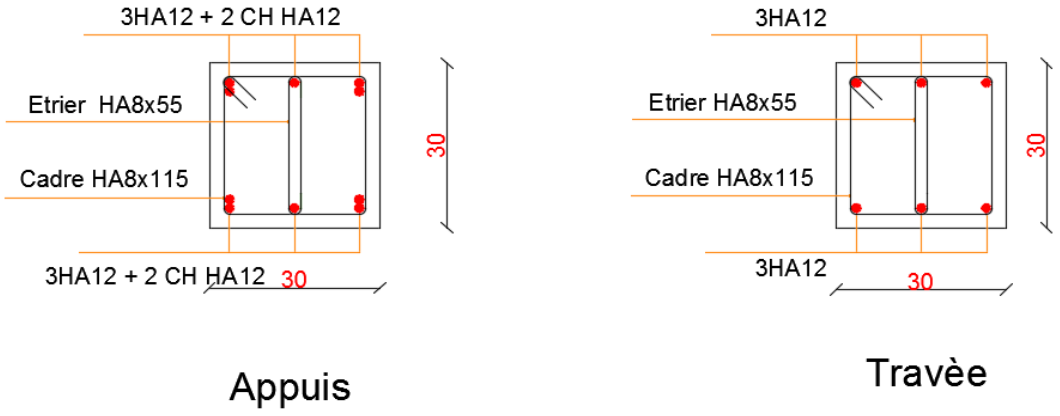


Figure V. 3 : Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

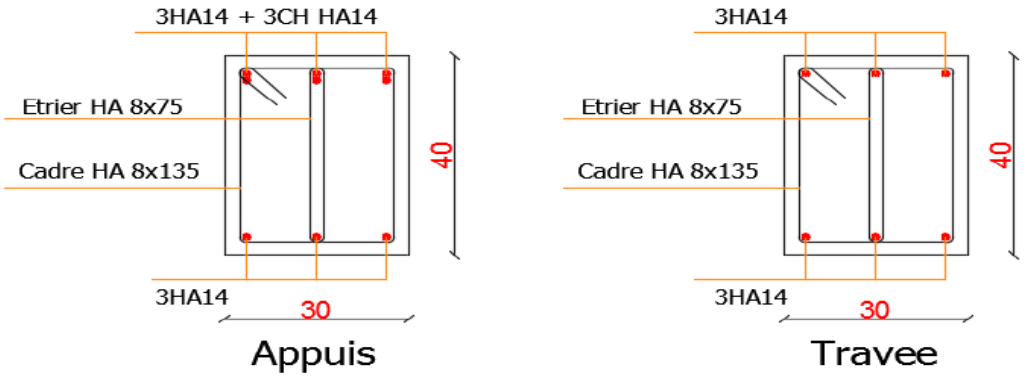


Figure V. 4: Dessin de ferraillage des chainages.

V.3. ETUDE THERMIQUE :

V.3.1. Introduction

Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique pour toutes constructions situées à l'air libre pour les 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.3.2. 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 = 36,6 m et LY = 24,6 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 SAP2000V20.2.0 en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

V.3.3. Calcul de ferraillages

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

Les poutres considérées dépassant les 25 mètres linéaires et qui sont exposées au chargement climatique doivent faire l'objet du 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. 7: Calcul de l'effort thermique.

E (KN/m^2)	Sp (m^2)	Δt (°C)	θ	N_x (kN)
3,2164x10^7	0,12	50	1x10^{-5}	1926,6

Tableau V. 8: Ferraillage longitudinales.

Élément	Position	NT (KN)	Mu (KN.m)	AS1 (cm^2)	AS2 (cm^2)	A_{choi} (cm^2)
Poutres principales (30x40)cm^2	Appui	1926,6	102,10	36,08	19,31	12HA20= 37,70
	Travée	1926,6	-102,29	19,29	36,10	12HA20= 37,70

V.3.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau V. 9: Vérification des contraintes des poutres.

Élément	M_{ser}(kN.m)		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Poutres principales (30x40)cm^2	Appui	-61,56	5,94	15	Oui	54,86	0,00	201,63	Oui
	Travée	74,84	7,22	15	Oui	66,70	0,00	201,63	Oui

V.3.5. Vérification de cisaillement à l'ELU

Tableau V. 10: Vérification des contraintes de cisaillement.

Élément	T(kN)	τ(MPa)	$\overline{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$	ZN	ZC	∅	At
Poutres principales	51,93	0,46	2,50	Oui	10	15	8	6HA8 =3,02

V.3.6. Vérification de la flèche à l'ELS

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

Tableau V. 11: Vérification préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre 30x40	0,07	0,06	CV	0,07	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 » selon CBA93.

Tableau V. 12: Vérification de la flèche de poutre nervure.

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	40	5,7	-54,08	74,84	-61,56	37,70	0,0	7,60	13,95	

V.4. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.4.1. Armatures longitudinales :

V.4.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal :

Selon le CBA93 :

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

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

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 IIa par :

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Ø en zone IIa.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : La hauteur d'étage.

V.4.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

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

Remarque :

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Tableau V. 13: La section d'armatures des poteaux.

Etage	*Section*	*combinaison*	*Sollicitations*						$A_{calculée}$ *(cm²)*		$A_{min}(RPA$ *(cm²)*	$A_{choisie}$ *(cm²)*
									A_{s1}	A_{s2}		
RDC, 1ere 2éme	60x60	1.35G+1.5Q	N_{max}	-2839,11	$M_{x\ corr}$	-1,432	$M_{y\ corr}$	-3,235	3	1,8	28,8	16HA16 = 32,17
		0,8G + E_{dy}	N_{min}	25,188	$M_{x\ corr}$	0,00	$M_{y\ corr}$	0,00	18,9			
		1.35G+1.5Q	$M_{x\ max}$	-50,343	$M_{y\ corr}$	-18,439	N_{corr}	-1699,16	3	1,8		
3éme 4éme 5éme	55x55	1.35G+1.5Q	N_{max}	-1833,24	$M_{x\ corr}$	-1,608	$M_{y\ corr}$	-10,249	2,75	1,65	24,4	4HA16+ 12HA14= 26,51
		0,8G + E_{dy}	N_{min}	37,645	$M_{x\ corr}$	0,00	$M_{y\ corr}$	0.00	15,88			
		1.35G+1.5Q	$M_{x\ max}$	-56,446	$M_{y\ corr}$	-17,583	N_{corr}	-941,77	2,75	1,65		
6éme 7éme 8éme	50x50	1.35G+1.5Q	N_{max}	-881,178	$M_{x\ corr}$	-2,487	$M_{y\ corr}$	-12,236	2,5	1,5	20	16HA14= 24,63
		0,8G + E_{dx}	N_{min}	27.677	$M_{x\ corr}$	0,00	$M_{y\ corr}$	0,00	13,13			
		1.35G+1.5Q	$M_{x\ max}$	-79,620	$M_{y\ corr}$	-22,976	N_{corr}	-223,471	2,5	1,5		

V.4.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V. 14: Vérification des contraintes à l'ELS.

Etage	*Section*	*Sollicitations*						*Type de fissuration*	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
RDC, 1ere 2éme	60x60	N_{max}	-2075,1	$M_{x\ corr}$	-1,03	$M_{y\ cor}$	-2,30	Peu nuisible	4,7	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	-511,32	$M_{x\ corr}$	-6,24	$M_{y\ cor}$	-18,26	Préjudiciable	1,6	23,3	15	201,63	Vérifiée
		M_{max}	-36,55	$M_{y\ corr}$	-13,36	N_{corr}	-1238,72	Peu nuisible	3,8	/	15	/	Vérifiée
3éme 4éme 5éme	55x55	N_{max}	-1339,9	$M_{x\ corr}$	-1,163	$M_{y\ cor}$	-7,356	Peu nuisible	3,8	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	-275,61	$M_{x\ corr}$	6,564	$M_{y\ cor}$	25,296	Préjudiciable	1,6	21,4	15	201.63	Vérifiée
		M_{max}	-40,995	$M_{y\ corr}$	-12,743	N_{corr}	-686,89	Peu nuisible	3,3	/	15	/	Vérifiée
6éme 7éme 8éme	50x50	N_{max}	-644,22	$M_{x\ corr}$	-1,749	$M_{y\ cor}$	-8,822	Peu nuisible	2,4	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	-49,281	$M_{x\ corr}$	-30,269	$M_{y\ cor}$	-20,561	Préjudiciable	2,7	45,5	15	201.63	Vérifiée
		M_{max}	-58,085	$M_{y\ corr}$	-16,764	N_{corr}	-163,68	Peu nuisible	4	/	15	/	Vérifiée

V.4.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, S_t T_u}{h_1 \, f_e}$$

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 :

$$2.50 \text{ si} : \lambda \geq 5$$
$$3.75 \text{ si} : \lambda < 5$$

avec

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$St = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est négligeable (Système de contreventement 2), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V. 15: La section d'armatures transversales des poteaux.

Étage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
RDC, 1ere, 2éme	60x60	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
6éme7éme8éme	55x55	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
6éme, 7éme, 8éme	50x50	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$

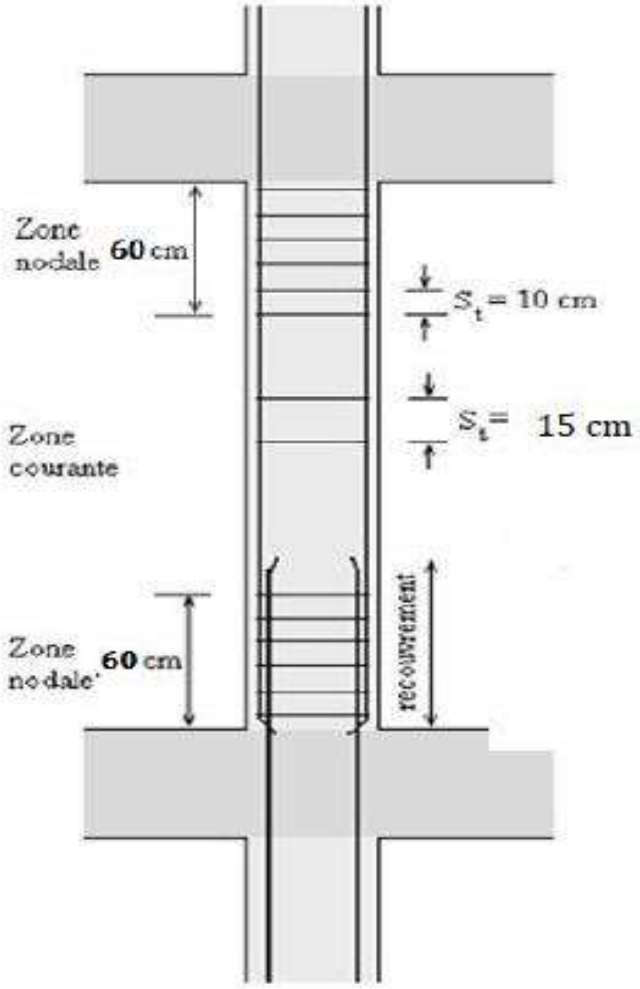


Figure V. 5 : Disposition des armatures pour le poteau.

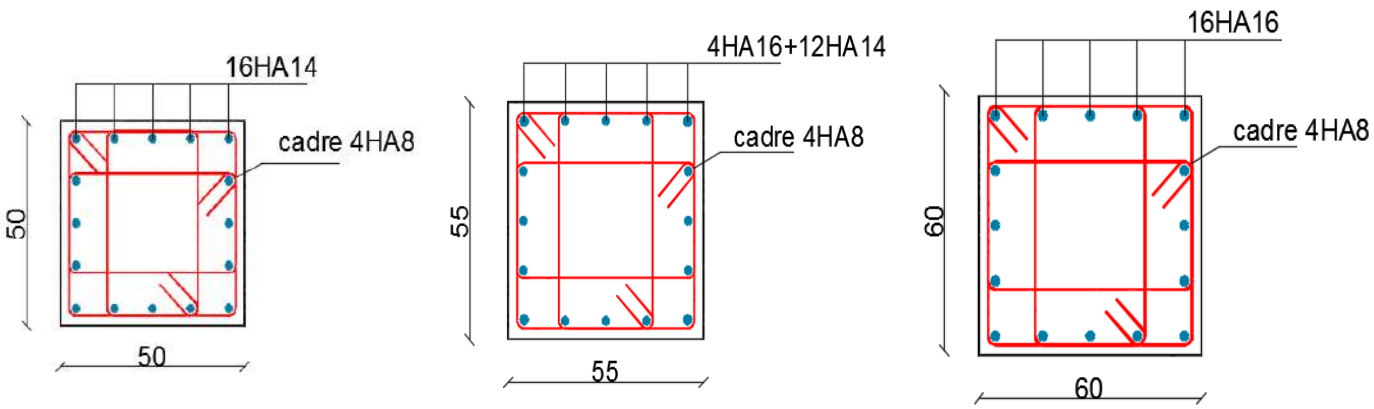


Figure V. 6: Dessin de ferraillage des poteaux

V.5. FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " 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.

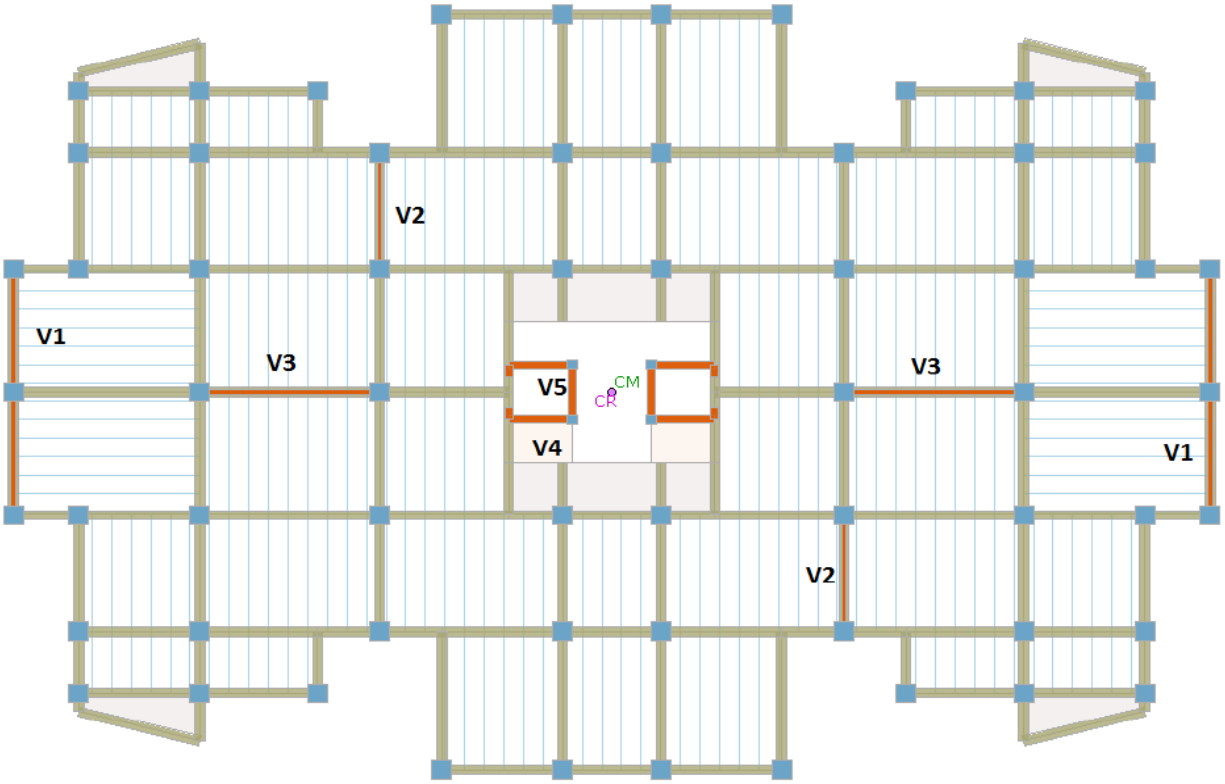


Figure V. 7 : disposition des voiles

V.5.1. Ferraillage des trumeaux :

V.5.1.1. Calcul d'armatures verticales :

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

Section minimales et maximales :

- ✓ **Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :**

$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

- ✓ **Selon le CBA93 Art B.6.4 :**

$$0{,}1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0{,}5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

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

Tableau V. 16: 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
V1	15x460	437	23	60	3736,752	3391,934	**S.P.C**	19,00	0,00
V2	15x440	418	22	60	1954,984	2778,549	**S.P.C**	18,20	0,00
V3	15x610	579,5	30,5	61	2879,870	8859,830	**S.P.C**	25,00	0,00
V4	25x195	189,25	9,75	30	3267,758	1416,656	**S.P.C**	9,40	0,00
V5	25x180	171	9	30	1024,284	934,055	**S.P.C**	9,40	0,00

Tableau V. 17: La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	$A_{courante\ choisie}$ cm²	$Av_{globale}$ cm²
V1	19,00	0,00	2x(5HA16)=20,11	2x(15HA8)= 15,08	55,3
V2	18,20	0,00	2x(5HA16)=20,11	2x(14HA8)=14,07	54,29
V3	25,00	0,00	2x(7HA16)=28,14	2x(31HA8)=31,16	87,44
V4	9,40	0,00	2x(3HA16)=12,06	2x(8HA10)=14,14	38,26
V5	9,40	0,00	2x(3HA16)=12,06	2x(8HA10)=12,57	36,69

V.5.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS

Tableau V. 18: Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S cm²	N kN	M kN.m	σ_b MPa	σ'_s MPa	σ'_s MPa	Vérification
V1	15x460	1008,936	65,061	1,45	0,00	21,54	Vèrifiée
V2	15x440	1910,077	46,84	2,73	0,00	40,86	Vèrifiée
V3	15x610	2693,225	11,394	2,70	0,00	40,56	Vèrifiée
V4	25x195	1152,586	7,085	2,08	0,00	31,17	Vèrifiée
V5	25x180	1093,344	22,396	2,05	0,00	30,55	Vèrifiée

V.5.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC :

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V. 19: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
V1	15x460	1002,967	2,14	5	Vèrifiée
V2	15x440	664,204	1,48	5	Vèrifiée
V3	15x610	1459,247	2,35	5	Vèrifiée
V4	25x195	160,997	0,45	5	Vèrifiée
V5	25x180	1177,489	3,30	5	Vèrifiée

V.5.2. Calcul des armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau V. 20: La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	h_e cm	T kN	τ MPa	$Av_{globale}$ cm²	Ah cm²	$Sh_{choisie}$ cm	Ah_{ch} cm²
V1	324	1002,967	2,14	55,3	36,86	15	2x(20HA12)=45,24
V2	324	664,204	1,48	54,29	36,19	15	2x(20HA12)=45,24
V3	324	1459,247	2,35	87,44	58,51	10	2x(29HA12)=65,60
V4	324	160,997	0,45	38,26	25,50	15	2x(22HA10)=34,56
V5	324	1177,489	3,30	36,69	24,46	15	2x(22HA10)=34,56

V.5.3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (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 IIa.

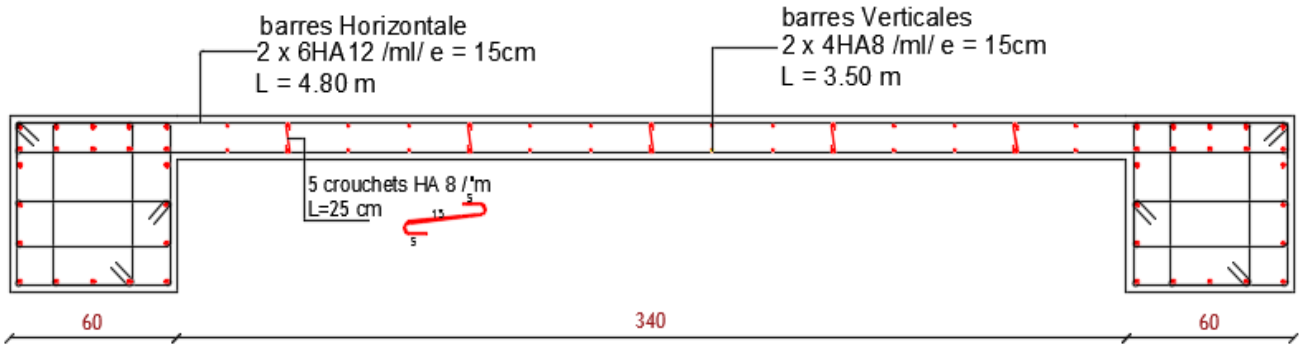


Figure V. 8: Dessin de ferraillage des voiles pleines.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a vu le ferraillage des èlèments structuraux,aussi on a dèterminè et vèrifie le ferraillage de tous les èlèments quelle que soit les poteaux, les poutres et les voiles.

CHAPITRE VI :
Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur l^{er} premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0m peut être de 80cm à 1m. Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se reposer sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de : tout-venant(TVO) +ciment +eau.

VI.2. 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 Argiles marneuses légèrement sableuse
- De faible humidité et de moyenne compacité. (**W % = 14,84%**)
- De Moyenne cohésion. (**c = 0,40 bars**)
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ **=22°**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**7,94**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (**0 %**)
- Le taux de carbonates est moyen. (**35 %**)

VI.3. Étude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1,5 bars**

La profondeur d'ancrage de **2,00 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.4. Les efforts normaux à base de la structure

- A l'ELS

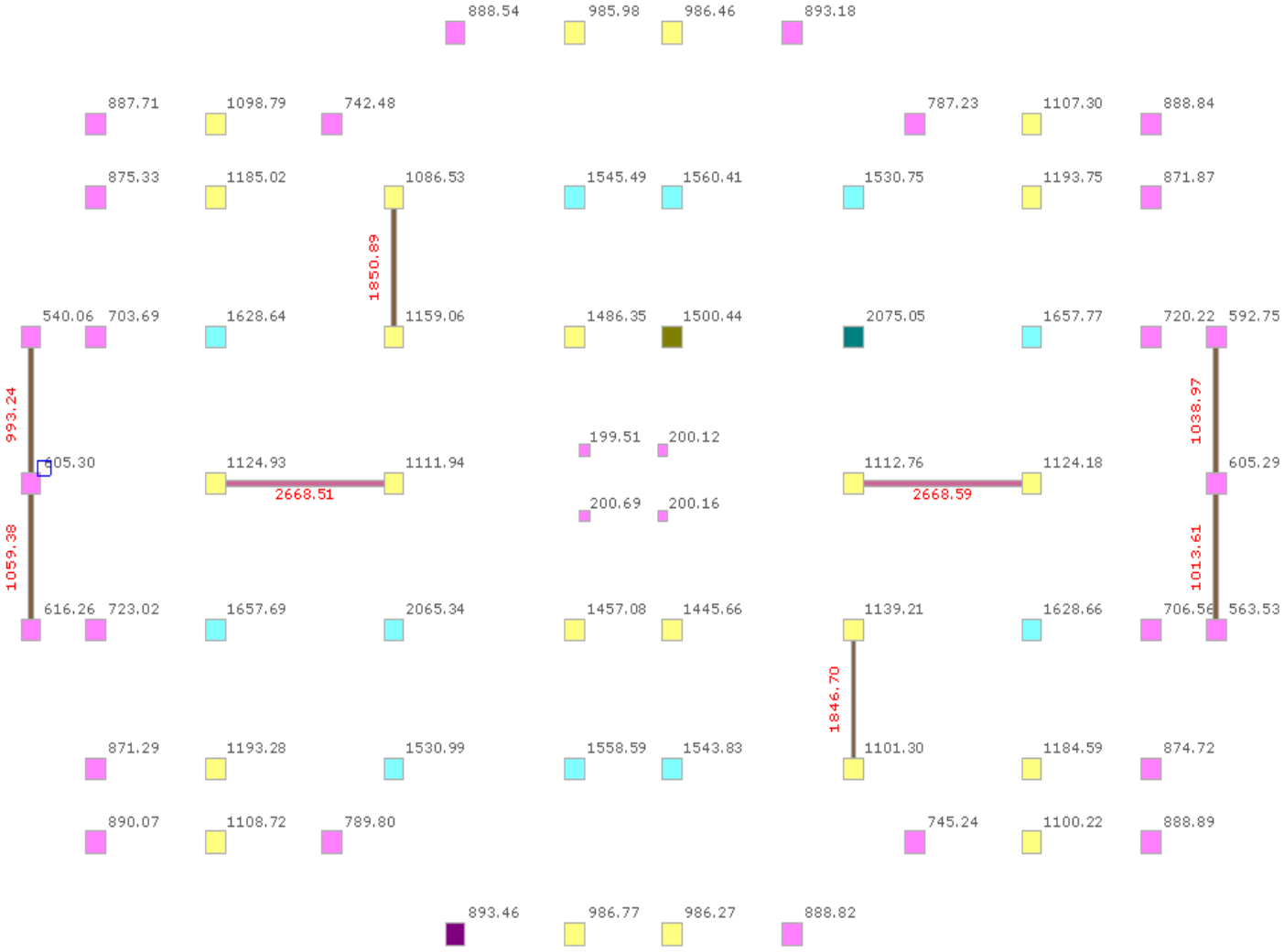


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.5. Calcul des semelles isolées

VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} ; \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{a}{b}.B ; B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} ; h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

A,B : longueur et largeur de la semelle. a, b : longueur et largeur du poteau

Nser : effort normal a l'ELS.

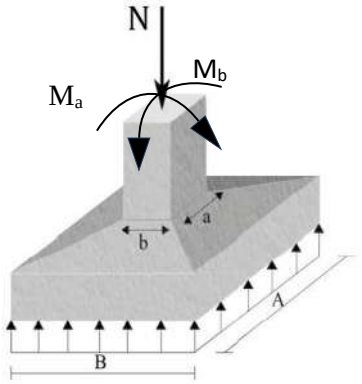


Figure VI.2 : Semelle isolée.

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

Poteaux	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)	hch (cm)
car	S1	60	60	2839,11	-1,43	-3,24	3,72	3,72	4,40	4,40	83	100
	S2	60	60	2058,08	0,72	-10,95	3,16	3,16	3,70	3,70	68	85
	S3	60	60	1215,48	-8,26	-8,26	2,44	2,44	2,80	2,80	58	60

VI.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes 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.

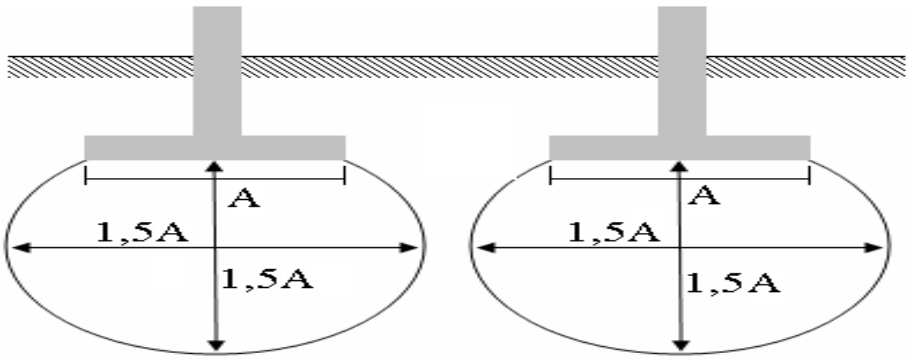


Figure VI.3 : Les bulbes de pression sous la semelle.

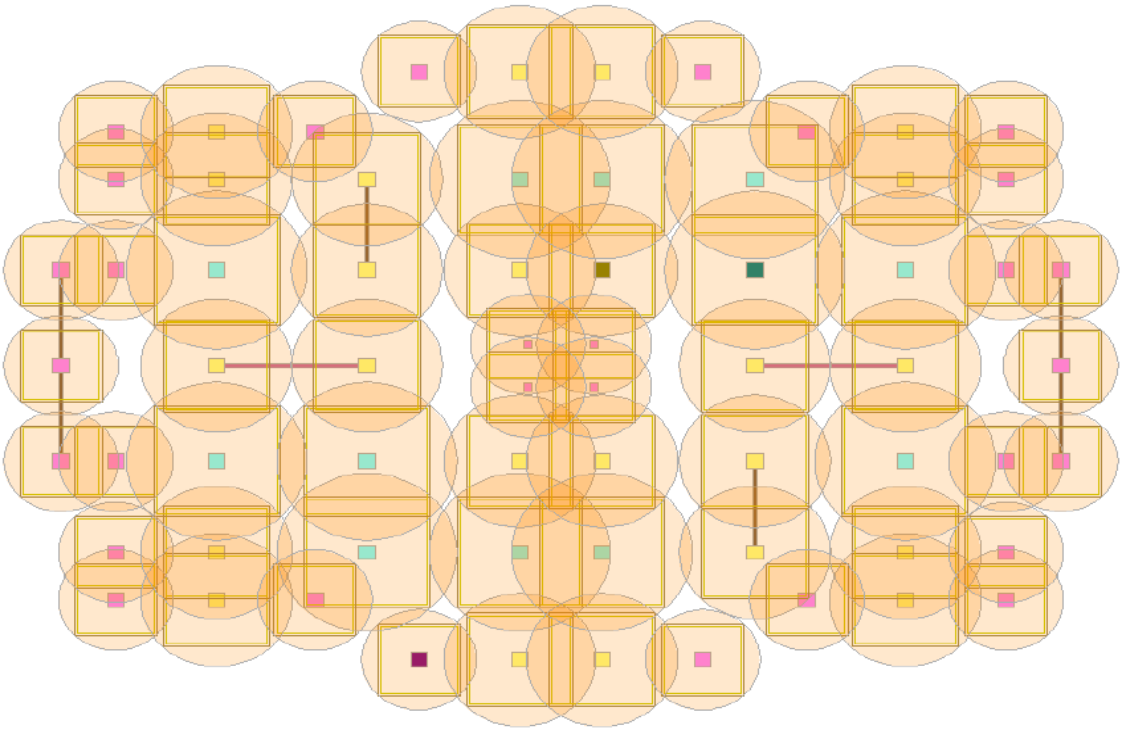


Figure VI.4 : chevauchement Des bulbes de pression sous la semelle.

➢ **Remarque**

D'après le Figure VI.4, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles isolées, on va étudier les semelles filantes.

VI.6. 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.
  - Après plusieurs choix des semelles filantes nous obligeons de prendre des semelles filantes croisées, (semelles filante dans les deux sens).



Figure VI.5 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

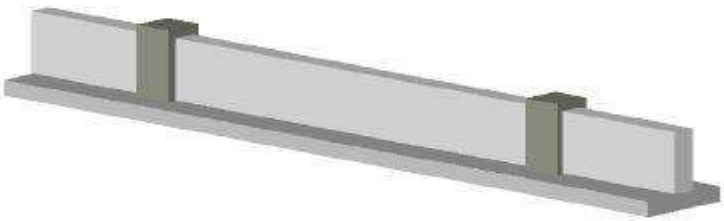


Figure VI.6 : Semelle filantes sous voiles.

VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Longrightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \quad ; \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

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

Semelle	L m	$\sum N_{ser}$ kN	$B_{calculé}$ m	$B_{adopté}$ m	$h_{calculé}$ cm	$h_{adopté}$ cm	$\sigma_{sol\ calculé}$ MPa	$[\sigma_{sol}]$ MPa
Sf-1x	39	8705,54	1,02	2,00	38	55	1,10	1,5
Sf-2x	14,45	5353,99	1,89	2,50	50,5	55	1,48	
Sf-1y	22,4	6033,00	1,34	2,00	38	55	1,35	
Sf-2y	19,20	7001,83	1,85	2,50	50,5	55	1,46	

VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement.

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), 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	N_{ser} kN	M_{ser} kN.m	e_0 cm	B m	$\frac{B}{4}$ cm	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
Sf-1x	2075,05	11,03	0,53	2,00	50,00	Oui
Sf-2x	4905,38	14,89	0,3	2,50	62,50	Oui
Sf-1y	1657,77	8,53	0,51	2,00	50,00	Oui
Sf-2y	4087,21	28,14	0,68	2,50	62,50	Oui

VI.6.3. 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
	55 ,00	1897,50	2839,11	Non

La condition n'est pas vérifiée donc on augmente la hauteur (hp) de la poutre de libage.

VI.6.4. 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 la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5kll^4 max}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164,2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3 moyenne sol).
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI. 5 : Pré-dimentionnment de poutre de libage.

Poutre de libage	L_{max} M	$h_{pcalculé}$ m	$h_{padopté}$ m	b_p m
	5,70	0,86	0,90	0,60

VI.6.5. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage

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

Tableau VI. 6: Vérification de Poinçonnement de la poutre de libage.

Poutre de libage cm²	Nu kN	F limite kN	Nu≤ F_{limite}
60x90	2839,11	4050,00	Vérifiée

VI.6.6. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

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

Tableau VI. 7: Vérification de cisaillement de poutre de libage.

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
Poutre de libage 1	60	90	746,64	1,46	2,50	Oui

VI.6.7. Ferraillage Poutre de libage

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 :

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

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 :

$$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B \qquad F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$$

Tableau VI. 8: Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
Poutre de libage	1,51	1,23	302,00	246,00

VI.6.7.1. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI. 9: Ferraillage longitudinal de poutre libage.

Elément	Bxh cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	As1	As2
Poutre de libage	60x90	428,73	-525,14	14,67	18,13

VI.6.7.2. Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI. 10 : Ferraillage longitudinal de poutre libage choisis.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$(cm²)		$A_{choisie}$(cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Poutre de libage	428,73	-525,14	14,67	18,13	8HA16 = 16,08	10HA16=20,11

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. 10: Vérification de sections d'armatures.

Élément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutre de libage	26,14	30,16	30,00	6,00	Oui

VI.6.7.3. Vérification des contraintes 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. 11: Vérification des contraintes a L'ELS.

Élément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiée
Poutre de libage	Appui	-427,76	6,46	15	Oui	201,63	84,33	201,63	Oui
	Travée	349,23	5,70	15	Oui	201,63	73,33	201,63	Oui

VI.6.7.4. Armature transversale

Tableau VI. 12: Armateurs transversale.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	h cm	T kN	Tu Mpa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
60	90	746,64	1,46	10	15	8	4HA8=2,01

VI.6.7.5. Vérification de la flèche a L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Tableau VI. 13: Vérifications préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre de libage 1	0,16	0,0625	CV	0,16	0,10	CV	0,003	0,0105	CV

VI.6.7.6. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90 cm le CBA93 [2] exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= 5,40cm², donc on adopte 6HA12=6,79cm².

VI.6.8. Ferraillage des semelles filantes

On a deux cas des semelles filantes

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.6.8.1. Semelle filante (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. 14: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 \geq \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 \leq \frac{B}{18}$
Sf-1x	2839,11	3,24	1,14	33,33	Pas Vérifiée	11,1	Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles avec un diagramme trapézoïdal. 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. 15: 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
SF 1	2839,11	5,50	2,00	32,32	37HA12 = 41,85	15

- Armature de repartions

Tableau VI. 16: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Ab/ml cm^2	B M	$A_{rép}$ m	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
SF 1	7,92	2,00	3,96	2x(4HA12)=9,05	15

VI.6.8.2. Semelle filante (continue) sous un voile

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

Tableau VI. 17 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 \geq \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 \leq \frac{B}{18}$
Sf 2	663,24	1,57	0.23	41,66	Pas Vérifiée	13,88	Vérifiée

- Armatures principales

Tableau VI. 20 : Ferraillages 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
Sf 2	663,24	1,57	0.23	2,50	6,67	7HA12=7,92	15

- Armature de repartions

Tableau VI. 18: Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	$A_{calculée}$ cm^2	St cm
Sf 2	7,92	250	4,95	16HA12 =18,10 cm^2	15

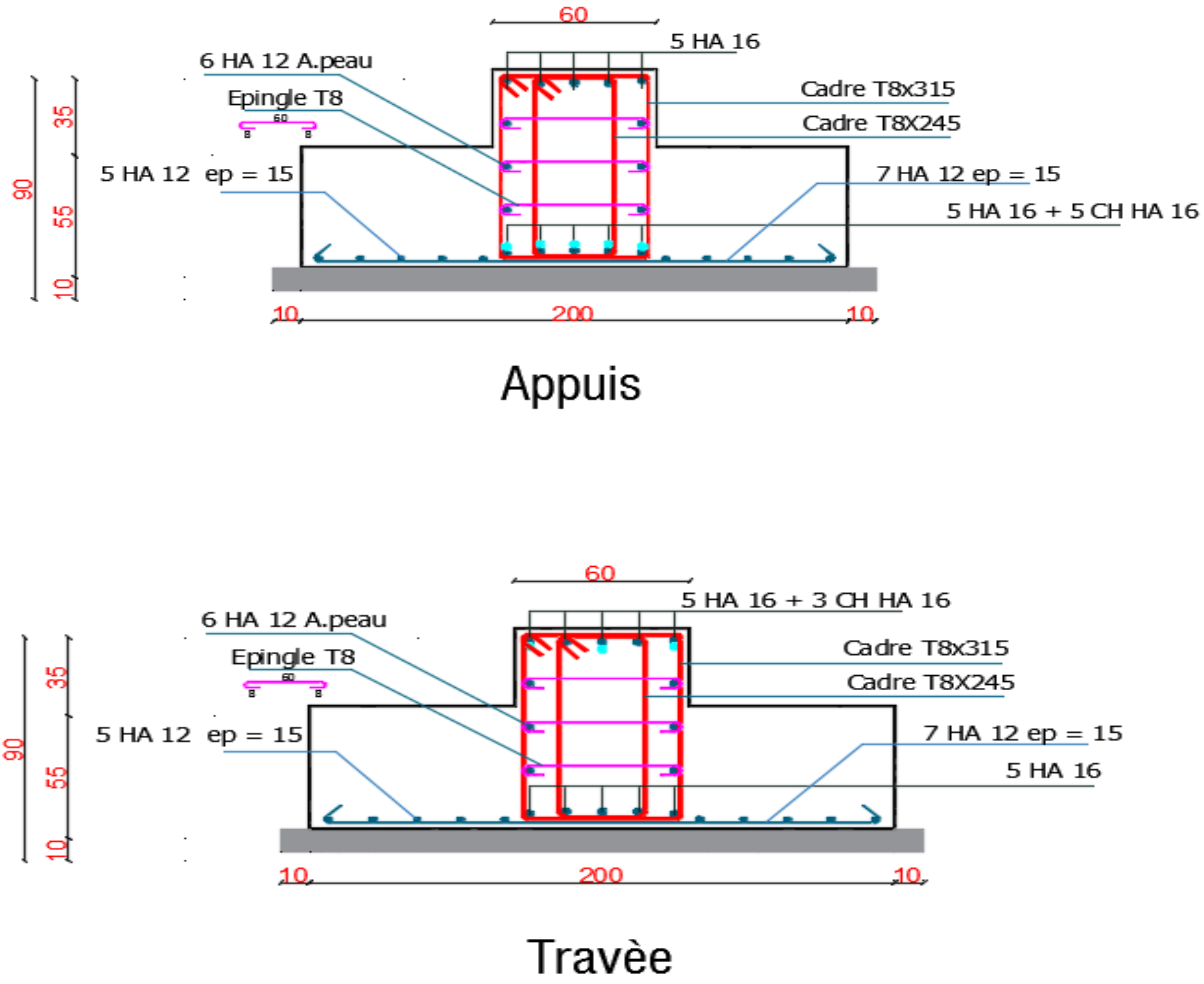


Figure VI.7 : Dessin de ferraillage de semelle filante et de poutre de libage.

VI.7. Ferraillage des longrines

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations due au sol (tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux appui continue pour les murs double cloison

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines selon l'article 10.1.1 de l'RPA2003 sont :

- 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- 30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

On adopte 30 cm x 30 cm

VI.7.1. Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC

Les longrines doivent être calculés pour résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Tableau VI. 19: coefficient α.

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	**12**	10
S4	12	10	8

Avec : N égale a la valeur maximale des charges vertical de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée étant donné que le béton tendu est négligé,

$$Fu = \frac{2839,11}{12} = 236,59 \text{ kN} \quad ; \quad A = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \frac{236,59}{400/1,15} = 6,80 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des Armatures**

➢ Section minimale : 0,6 % x (bxh) = 0,6% 0,30x0,35 = 6,30 cm².

Tableau VI. 20: Ferraillage des longrines.

Elément	$A_{calculée}$	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$(cm²)
Longrines	7,00	6,30	6HA14 =9,24

VI.7.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

$$Fser = \frac{Nser}{\alpha} \; ; \; \sigma s = \frac{Fser}{Ach} < \overline{\sigma s}$$

Tableau VI. 21: Vérification des contraint normal.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification Oui/Non
Nser kN	**α**	**σb MPa**	**σs MPa**	$\overline{\sigma b}$ **MPa**	$\overline{\sigma s}$ **MPa**	
2135,69	12	/	192,61	/	201,63	Oui

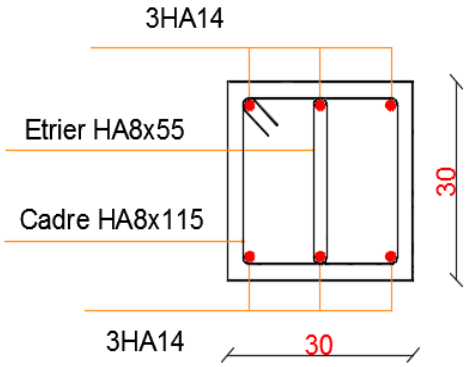


Figure VI.8 : Ferraillage des longrines.

VI.8. RADIER PARTIEL :

Un radier partiel est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé nervuré ou massive, réalisé sous la surface partielle du bâtiment.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent.

- L'effort normal supporté par le radier : $\sum$ Nser = 4256,46kN
- La contrainte admissible du sol est : σ_{sol}= 1,5 bars
- La surface du radier partiel : S = 44,80 m²

Détermination de la surface nécessaire :

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

$$S_R \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 28{,}37\ m^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du radier.

La surface totale du radier :

S= 44,80 m².

VI.8.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :

Un radier ne peut efficacement jouer son rôle répartiteurs des charges que s'il est assez raide vis-à-vis du sol sous jacent, On peut déterminer approximativement l'épaisseur du radier à l'aide de la formule suivante : [Art 4.2.2 Calcul des ouvrages; M.BELAZOUGUI]

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{800}{20} = 40cm$$

Avec:

L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

On adopte : h= 55cm

VI.8.2. Vérification des contraintes sous radier à l'ELS:

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{Remblais} + P_{Radier} + P_{A.Poteaux} + P_{A.Voiles}}{S_{Radier}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI. 22: Vérification des contraintes sous le radier partiel à l'ELS

	S (m^2)	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{remblais}$ (kN)	P_{radier} (kN)	$P_{A.Poteaux}$ (kN)	$P_{A.Voiles}$ (kN)	σ (MPa)	σ_{sol} (MPa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Radier Partiel	44,80	4256,46	1169,28	616	4,95	23,93	0,136	0.15	Vérifié

VI.8.3. Vérification du non poinçonnement du radier :

On doit vérifier que :

$$N_u \leq F_{lim} = \frac{0{,}045.h.\mu_c.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h)$$

❖ Sous voile:

Avec :

a; b: dimensions de voile.

h: hauteur total du radier.

Tableau VI. 23: Vérification du non poinçonnement du radier

a (cm)	b (cm)	h (cm)	μ_c (m)	N_u(kN)	F_{lim}(kN)	$N_u \leq F_{lim}$
185	15	55	6.20	1488,54	2557,50	Vérifié

Donc, il n'y a pas un risque de poinçonnement de radier avec une hauteur de : h= 55cm.

VI.8.4. Vérification des contraintes de cisaillement du radier partiel :

On doit vérifie que :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \frac{0{,}07.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$q_u = \frac{N_u + 1.35\,[P_{Radier} + P_{Remblais} + P_{A.Voiles} + P_{A.Poteaux}]}{S_{Radier}}$$

$$T_x = \frac{q_u.l_x.l_y}{2.l_y + l_x} \;\&\; T_y = \frac{q_u.l_x.l_y}{3.l_y}$$

Tableau VI. 24: Vérification des contraintes de cisaillement du radier partiel

N_u	q_u	L_x	L_y	T_x	Ty	τ_{max} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
5769,64	184,06	5,60	8,00	381,75	343,57	0,091	1.16	Vérifié

VI.8.5. Dimensionnement des nervures :

Les nervures doivent avoir une section suffisante pour assurer la rigidité du radier et la répartition uniforme des contraintes de sol, l'hauteur du nervure peut être déterminer par la formule suivante :[Art 4.2.2 Calcul des ouvrages; M.BELAZOUGUI]

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{800}{10} = 80\text{cm}$$

Avec: L_{max}: La plus grande portée.

On adopte une section du nervure de: bxh = 60x90 cm²

VI.8.6. Vérification du non poinçonnement des nervures:

On doit vérifier que :

$$N_u \leq F_{lim} = \frac{0{,}045.h_N.\mu_c.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2.h_N)$$

❖ Sous poteau :

Avec :

a et b: dimensions du poteau.

h: hauteur total du nervure.

Tableau VI. 25: Vérification du non poinçonnement des nervures

a (cm)	b (cm)	h_N (cm)	μ_c (m)	N_u(kN)	F_{im}(kN)	$N_u \leq F_{lim}$
30	30	90	4,80	1488,54	3224,00	Vérifié

Donc, il n'y a pas un risque de poinçonnement du nervure avec une section de : 30x30cm²

VI.8.7. Ferraillage Radier partiel :

La dalle du radier se calculera comme plancher renverse encastré sur les nervures et les Poteau.

Le panneau constituant le radier est uniformément charge et sera calculé comme une dalle encastré sur quatre cotes et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,6}{8} = 0.7 > 0.4$$

Donc, le panneau se travaille suivant les deux directions d'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\text{ELU: } v = 0 \quad \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,432 \end{cases}$$

$$\text{ELS: } v = 0.2 \quad \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$$

VI.8.8. Charges appliquées au radier :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{radier} + P_{A.Poteaux} + P_{A.Voiles})}{S_{radier}}$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{radier} + P_{A.Poteaux} + P_{A.Voiles})}{S_{radier}}$$

Tableau VI. 30 : Détermination des charges appliquées sur le radier partiel

Cas	∑N(kN)	S (m²)	$P_{remblais}$ (kN)	P_{radier} (kN)	$P_{A.Poteaux}$ (kN)	$P_{A.Voiles}$ (kN)	q (kN/m²)
ELU	4256,46	44,80	1169.28	616	4,95	23,93	184,06
ELS	5796,64						135,50

VI.8.9. Calcul des moments :

❖ **Détermination des moments a l'ELU:**

$$M_x = \mu_x . q_u . l_x^{\,2} = 394{,}81 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y . M_x = 170{,}56 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_{tx} = 0{,}85 . M_x = 335{,}59 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0{,}85 . M_y = 144{,}97 \text{ kN.m}$$

Aux appuis:

$$M_{ax} = -0{,}3 . M_x = -118{,}44 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0{,}3 . M_x = -118{,}44 \text{ kN.m}$$

❖ **Détermination des moments a l'ELS:**

$$M_x = \mu_x . q_{ser} . l_x^{\,2} = 315{,}72 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y . M_x = 183{,}65 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_{tx} = 0{,}85 . M_x = 268{,}36 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0{,}85 . M_y = 156{,}10 \text{ kN.m}$$

Aux appuis:

$$M_{ax} = -0{,}3 . M_x = -94{,}72 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0{,}3 . M_x = -94{,}72 \text{ kN.m}$$

VI.8.10. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU:

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur

Tableau VI.31 : Données

Caractéristiques					
Coefficients de sécurité			Notation	Valeur	Unité
γ_s	1.15	Situation durable	f_{c28}	25	MPa
γ_s	1.15		f_e	400	MPa
Fissuration préjudiciable			σ_b	14.17	MPa
			σ_s	348	MPa

Tableau VI. 26: Calcul des armatures longitudinales du radier partiel à l'ELU

Sens	Position	M_u (kN.m)	A_{cal} (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{choisi}(cm²)		esp(cm)
Suivant X	Travée	335,59	18,69	5,5	10HA16	20,11	10
	Appui	-118,44	6,56	5,5	7 HA12	7,92	15
Suivant Y	Travée	144,97	8,02	5,5	7 HA14	10,78	15
	Appui	-118,44	6,56	5,5	7 HA12	7,92	15

VI.8.11. Vérification des contraintes à l'ELS:

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad \text{et} \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

Tableau VI. 27: Vérification des armatures longitudinales à l'ELS

Sens	Position	Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm²)	Contraintes(MPa)		Vérification
Suivant X	Travée	268,36	10 HA16 =20,11	σ_b	7,03	Vérifié
				σ_s	201.63	Vérifié
				$\acute{\sigma_s}$	83,13	Vérifié
	Appui	-94,72	7 HA12 =7,92	σ_b	1,63	Vérifié
				σ_s	20,58	Vérifié
				$\acute{\sigma_s}$	21,90	Vérifié
Suivant Y	Travée	156,10	7 HA14 =10,78	σ_b	5,17	Vérifié
				σ_s	201.63	Vérifié
				$\acute{\sigma_s}$	55,87	Vérifié
	Appui	-94,72	7 HA12 =7,92	σ_b	1,69	Vérifié
				σ_s	22,22	Vérifié
				$\acute{\sigma_s}$	22,55	Vérifié

VI.8.12. Vérification de la flèche :

•Vérification de la flèche des poutres principales.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \quad \Rightarrow \dfrac{0.55}{5,6} = 0.098 \geq 0.0625 & CV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.069 \quad \geq \dfrac{268,36}{20 * 132,92} = 0.050 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{20,11}{100 * 52} = 0.0038 \leq \dfrac{4.2}{f_e} = \dfrac{4.2}{400} = 0.011 & CV \end{cases}$$

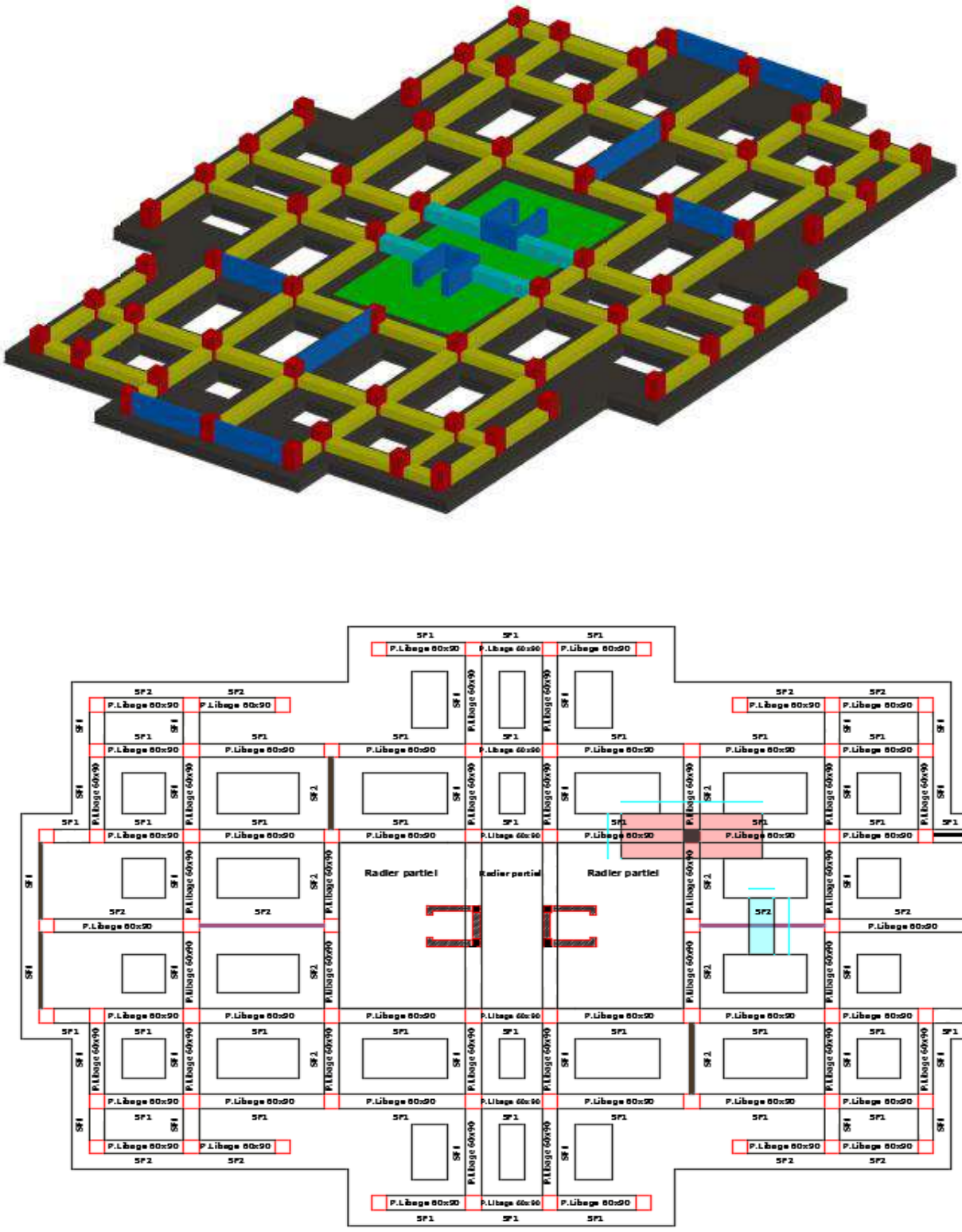


Figure VI.4 : Dimensionnement finales des semelle vue en 3D et 2D.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir:**la sécurité, l'économie, l'exploitationet l'esthétique.**

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 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2020.

Livres

- Calcul des ouvrages en beton armè – M.BELAZOUGUI .
- Pratique du **BAEL 91**.

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.

Adéfaut 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 : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & SI \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & SI \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si lesinégalitésci-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 :

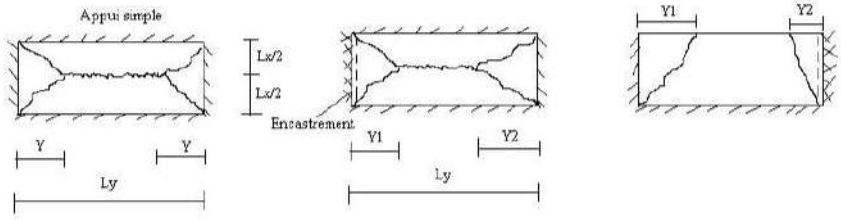
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

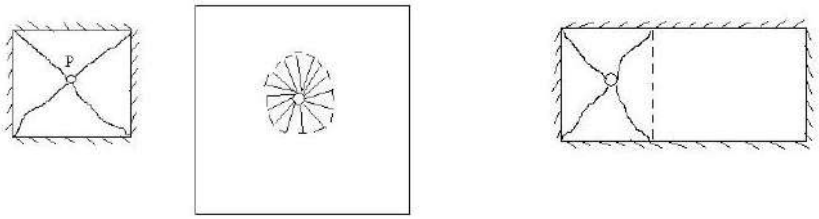
Un encastrement par une double hachure

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 :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

- Armatures de répartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$a \leq$ Min [4h et 45 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges concentrées)

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x \text{ et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq \text{Min } [3h \text{ et } 33 \text{ cm}] \text{ (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min } [2h \text{ et } 22 \text{ cm}] \text{ (charges concentrées)}$$

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty}, \emptyset_{ax} \text{ et } \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq \text{Min } [3h \text{ et } 33 \text{ cm}] \text{ (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min } [2h \text{ et } 22 \text{ cm}] \text{ (charges concentrées)}$$

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}\right)$$

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'armaturestransversales.

b:Largeur de lasection droite.

h:Hauteur de lasection droite.

S_t:Espacement des armatures transversales.

On prend $f_e = 400$ MPa.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003: $\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003 * b} & \\ S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$

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

$$t = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\% \qquad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$