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 multiple en RDC + 6 étages

Présenté par

Mr.RAMOUL Youcef

Proposé et Dirigé par

Dr.LACHENANI Amina

Promotion Juillet 2021

REMERCIEMENT

Tout d'abord je remercie avant tous, dieu le tout puissant qui m’a donné le courage et la volonté pour atteindre mon objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à ma formation durant tous les cycles.

Je voudrais dans un premier temps remercier, ma directrice de mémoire Dr.LACHENANI Amina , pour sa patience ,sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils , qui on contribué a alimenter ma réflexion.

Je rend avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à ma formation d'ingénieur en Génie Civil.

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

Je remercie aussi mon ami Mr. RABAHALLAH Oussama qui m’a beaucoup aidé dans la réalisation de ce mémoire

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.

À Ma sœur.

À Mes frères

À Mes amies

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

Promotion 2020/2021.

Youcef.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي +ستة طوابق) ذات إستعمال متنوع (محلات تجارية,مكاتب ادارية,سكنات)و المقرر بناءها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

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

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

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

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية 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 multiple (commerce,administration et habitation) en RDC + 6 étages, qui sera implanté à la willaya d'Alger, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basé sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 »

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

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

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (ground floor + 6 floors), of multiple use (shops , residential apartments and offices). It will be built in the province of Algiers, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

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

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

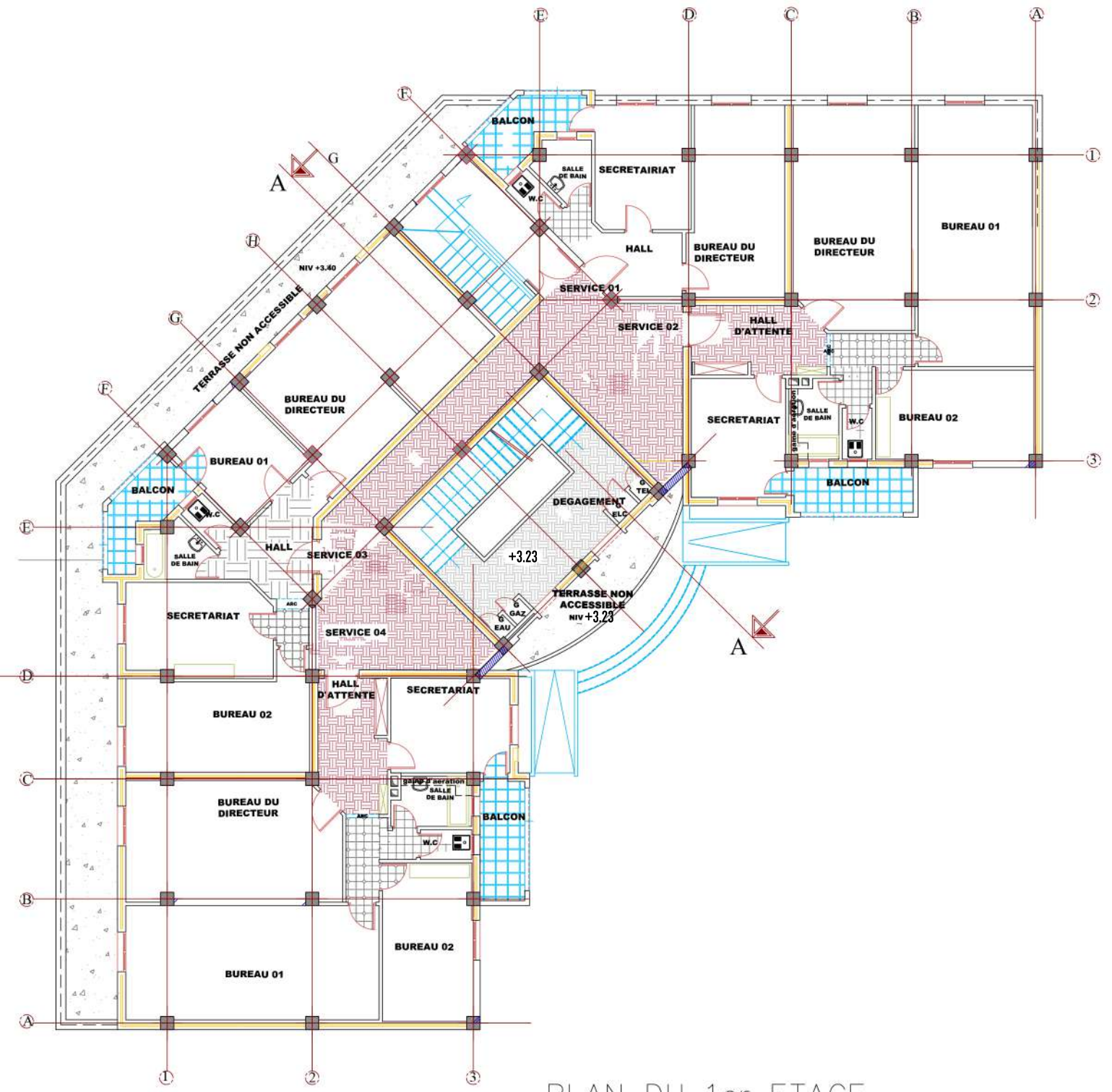
-RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method, which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V20.2.0»

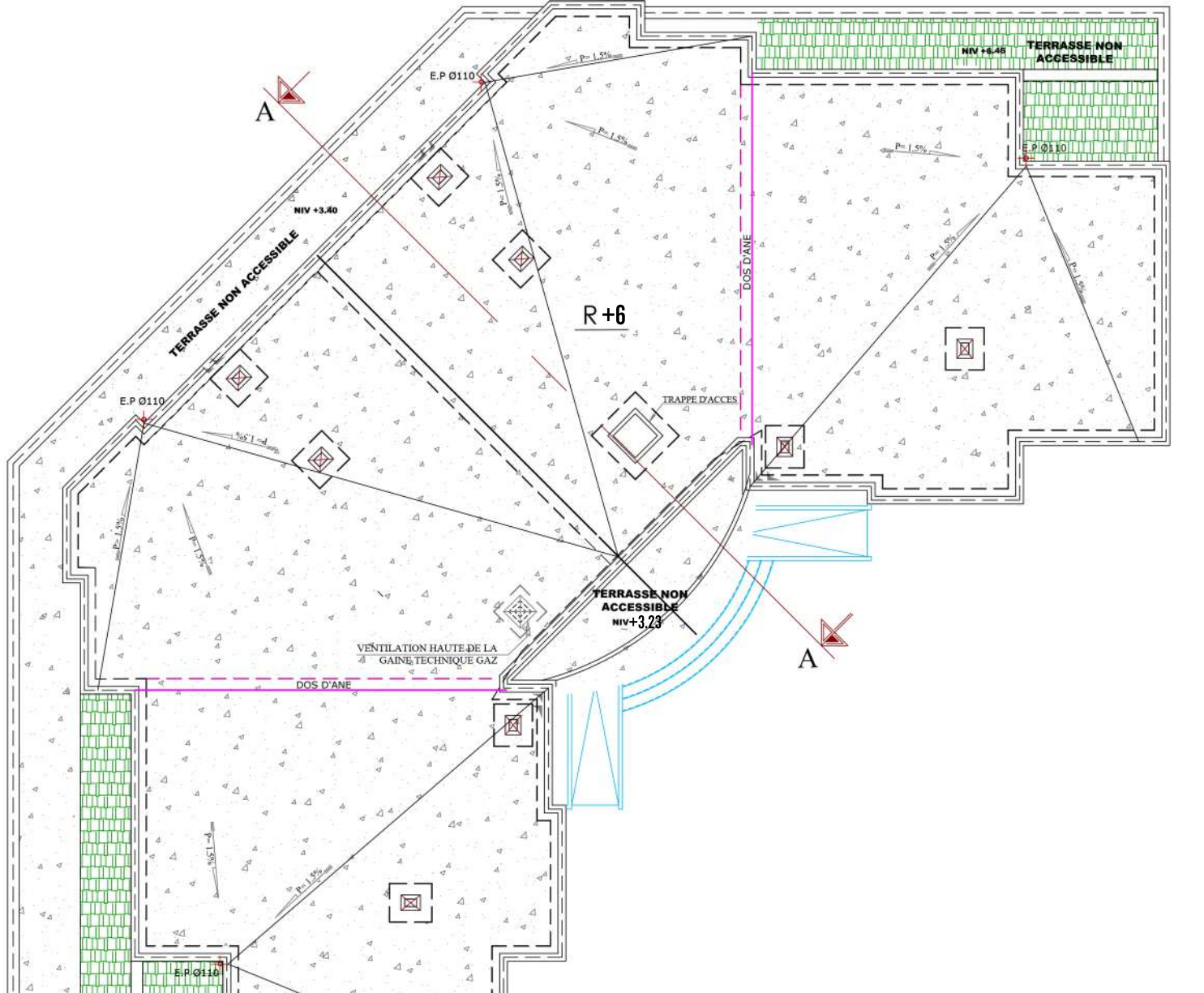
Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

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

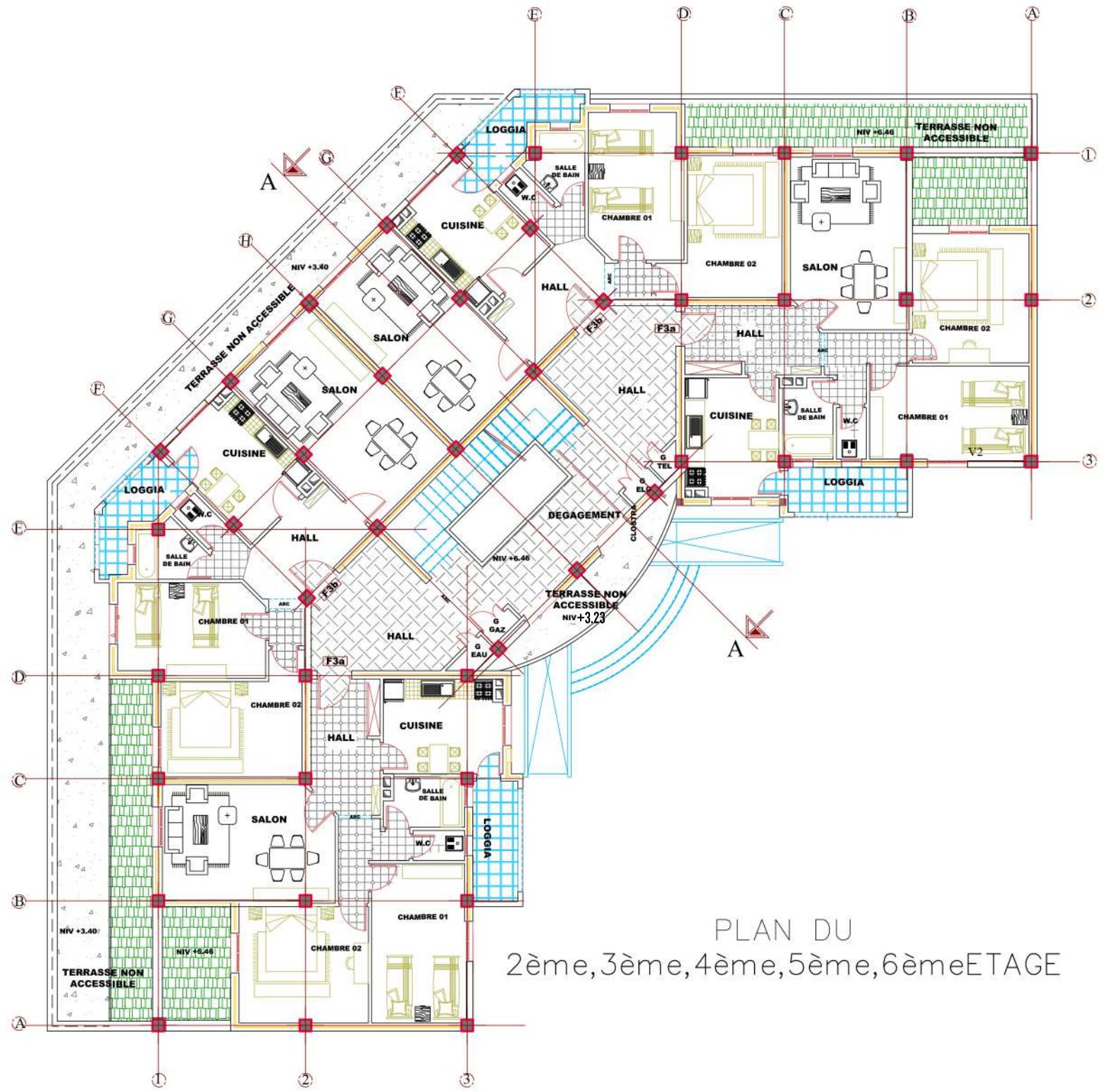

6 EME ETAGE
5 EME ETAGE
4 EME ETAGE
3EME ETAGE
2EME ETAGE
1ER ETAGE
RDC



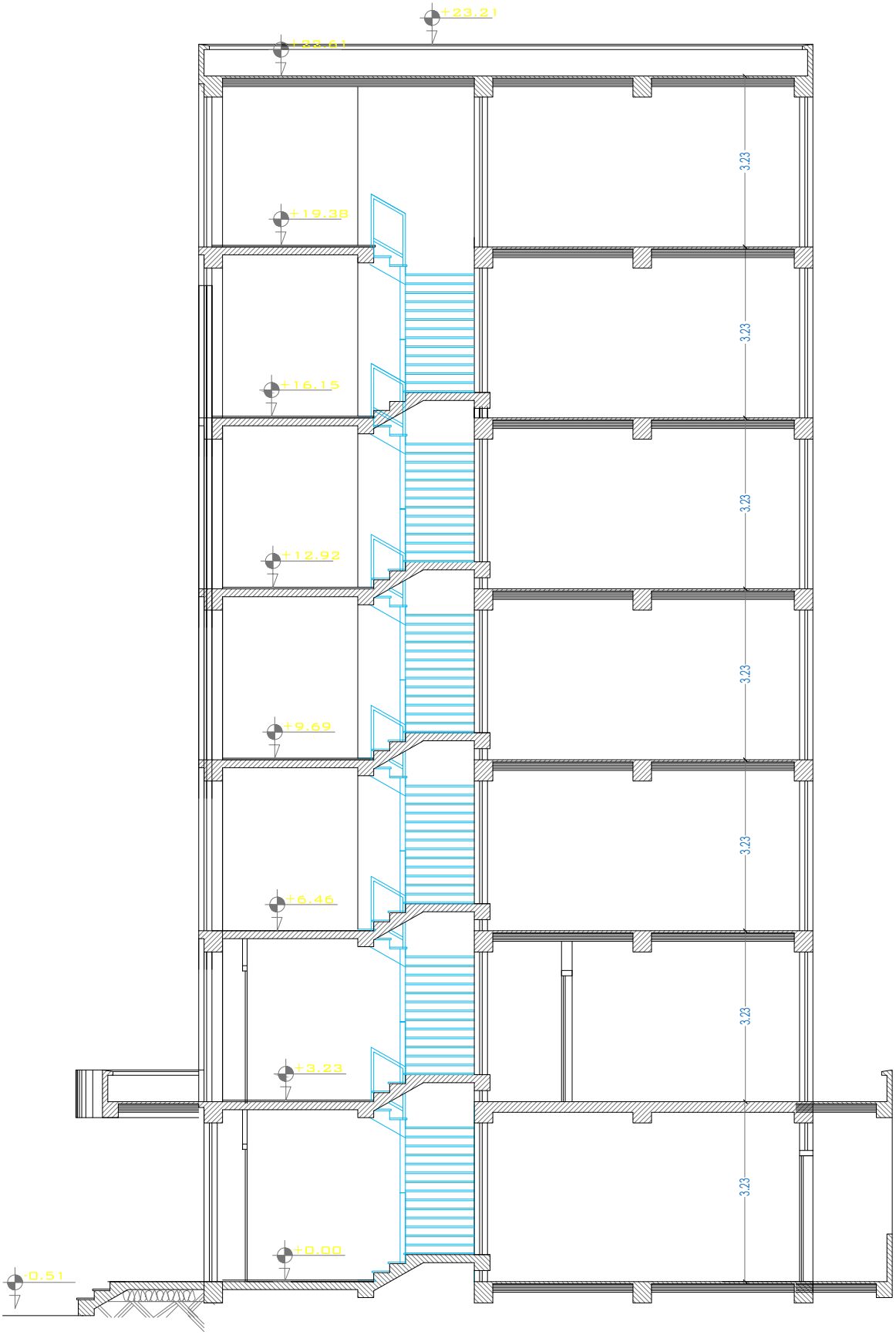
PLAN DU 1er ETAGE

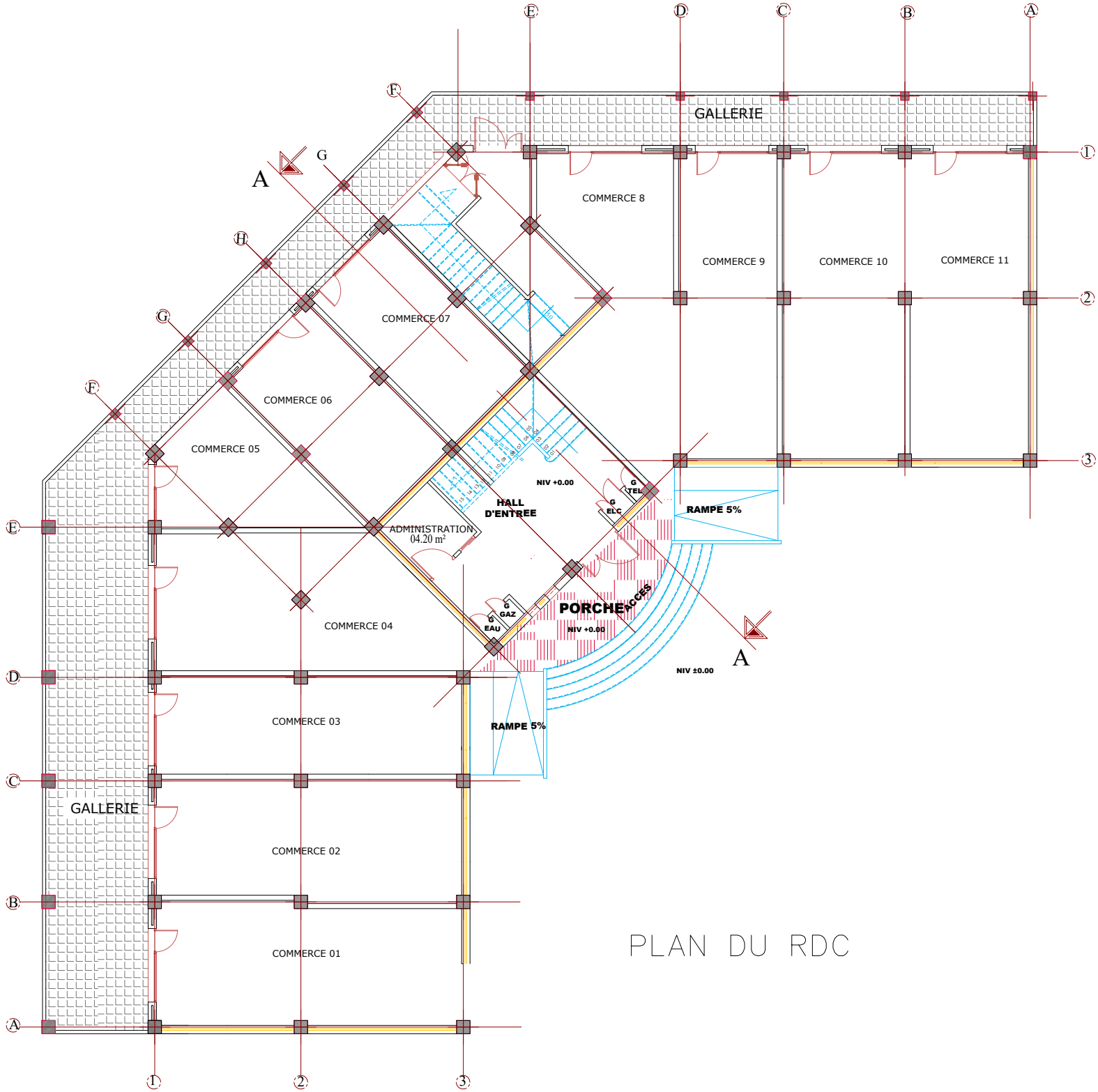


PLAN DE LA TERRASSE INACCESSIBLE



PLAN DU
2ème,3ème,4ème,5ème,6èmeETAGE


+23.21
+22.61
+19.38
+16.15
+12.92
+9.69
+6.46
+3.23
+0.00
-0.51
3.23
3.23
3.23
3.23
3.23
3.23
3.23


GALLERIE
COMMERCE 8
COMMERCE 9
COMMERCE 10
COMMERCE 11
COMMERCE 07
COMMERCE 06
COMMERCE 05
COMMERCE 04
COMMERCE 03
COMMERCE 02
COMMERCE 01
GALLERIE
HALL D'ENTREE
NIV +0.00
ADMINISTRATION
04.20 m²
PORCHE D'ACCES
NIV +0.00
NIV ±0.00
RAMPE 5%
RAMPE 5%
G TEL
G ELC
G GAZ
G EAU
A
A
E
D
C
B
A
F
G
H
1
2
3

PLAN DU RDC

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Introduction général……....1
I.1. Introduction 2
I.2. Présentation de l'ouvrage 2
I.2.1. Dimension en plan 2
I.2.2. Dimension en élévation 3
I.3. Classification de l'ouvrage 3
I.3.1. Classification des zones sismiques 3
I.3.2. Classification d'importance de l'ouvrage 3
I.3.3. Classification des sols 3
I.4.3.1. Classification des systèmes de contreventement 3
I.4. Conception structurelle 4
I4.1. Planchers 4
I4.2. Escaliers 4
I.4.3. Maçonnerie 4
I.4.4. Revêtement 4
I.4.5. Acrotère 4
I.5. Caracteristique des materiaux 5
I.5.1. Béton 5
I.5.2. Acier 5
I.5.3. Types d'aciers 5

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction 7
II.2.Planchers 7
II.2.1. Planchers à corps creux 7
II.2.2. Planchers dalles pleines 8
II.3.Evaluation des charges et des surcharges 8
II.3.1. Maçonnerie 8
II.3.2. Plancher corps creux 9
II..3.2.1.Plancher terrasse inaccessible 9
II.3.2.2Plancher courant 10
II.3.2.3Surcharge d'exploitation« Q » 10

II.4.Poutres 10
II.5. Poteaux 11
II.5.1. Calcul de l'effort normal ultime [Nultime] 12
II.5.2.Choix du poteau le plus sollicité 13
II.5.3. Décent des charges 14
II.5.4. Verification de l'effort N_u 15
II.5.5.Vérification des dimensions des poteaux 16
II.5.6. Vérification des zones nodales 16
II.5.7.Conclusion 17
II.6. Voiles 17
II.7. Longrines 18
II.8. CONCLUSION 18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction 19
III.2. L'acrotère 19
III.2.1. Détermination des efforts 19
III.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU 20
III.2.3. Vérification des contraintes normales à L 'ELS 20
III.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU 20
III.3. Plancher a corps creux 21
III.3.1. La dalle de compression 21
III.3.2. Les poutrelles 22
III.3.2.1. Avant coulage 23
III.3.2.1.1. Evaluation des charges 23
III.3.2.2. Après coulage 24
III.3.2.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU 24
III.3.2.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU 26
III.3.2.2.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS 27
III.3.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 28
III.3.2.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS 28
III.4. Dalle pleine 30
III.4.1. Introduction 30

III.4.2. Méthode de calcul 30
III.4.3. Calcul des dalles 30
III.4.4. Calcul du ferraillage à l'ELU 30
III.4.5. E.L.S 31
III.4.6. Vérification de l'effort tranchant 32
III.4.7. Vérification de la flèche[selon le CBA9 B.6.2.13] 32
III.5. Dalle machine 32
III.5.1. Introduction 32
III.5.2. Prédimensionnement de la dalle 33
III.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation 33
III.5.4. Détermination des sollicitations 33
III.5.5. Calcul de ferraillage à L'ELU 34
III.5.6. Vérification des contraintes normales à L'ELS 34
III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 35
III.5.8. Vérification de la flèche à L'ELS 35
III.5.9. Vérification de Poinçonnement 35
III.6. Les escaliers 36
III.6.1. Dimensionnement 36
III.6.2. Evaluation des charges et surcharges 37
III.6.2.1. Charges permanentes 37
III.6.2.2. Charges d'exploitation 38
III.6.3. Détermination des efforts 38
III.6.4. Calcul de ferraillage à l'ELU 40
III.6.4.1. Armatures longitudinales 40
III.6.4.2. Armatures de répartition 41
III.6.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS 41
III.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 41
III.6.7. Vérification de la flèche à l'ELS 41
III.6.8. Poutre palière 42
III.6.8.1. Pré dimensionnement 42
III.6.8.2. Evaluation des charges 43
III.6.8.3. Calcul de ferraillage L'ELU 43
III.6.8.4. Vérification des armatures longitudinales selon les règlements 43
III.6.8.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS 44

III.6.8.6. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU 44
III.6.8.7. Vérification de la flèche à L'ELS 44

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 46
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure 46
IV.2.1. Centre de masse 46
IV.2.2. Centre de torsion 46
IV.2.2.1. Excentricité théorique 47
IV.2.2.2. Excentricité accidentelle 47
IV.3.Modélisation de la structure 47
IV.3.1.Introduction 47
IV.3.2.Modélisation 48
IV.3.3.Analyse de notre structure 48
IV.3.3.1.Détermination centre de masse et centre de gravité 49
IV.3.3.2.Excentricité 49
IV.4. Choix de la méthode de calcul 51
IV.4.1. Introduction 51
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 51
IV.4.2.1. Principe de la méthode 51
IV.4.2.2. Modélisation 51
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 51
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 53
IV.4.3.1. Analyse modale 54
IV.4.3.1.1. Comportement modal 54
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 54
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 55
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure 55
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art 4.3.6 »). ... 55
b) Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 »). 55
c) Vérification de la stabilité au renversement 57
d) Vérification du déplacement en tête 58
e) Vérification des déplacements inter-étage : (RPA2003 « Art 4.4.3 »). 58

IV.4.3.2.2. Résistance des éléments 59
a) Vérification de cisaillement des éléments. 59
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 61
c) Vérification de l'effet P-Δ 63
IV.5. Conclusion 64

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction 65
V.2. Ferraillage des poutres 65
V.2.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC 65
V.2.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS 66
V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ACC 67
V.2.4. Vérification de la flèche à L'ELS 67
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres 68
V.3. Ferraillage des poteaux 69
V.3.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC 69
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 69
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 70
V.3.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS 71
V.3.3. Armatures transversales 72
V.4. Ferraillage des voiles 75
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 75
V.4.1.1. Calcul des armatures verticales 75
V.4.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS 76
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC 76
V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales 77
V.4.1.5. Armatures d'attache 77
V.4.2. Ferraillage des linteaux 77
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0{,}06 fc28$) 77
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 78
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 78
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau b \leq 0{,}06.f_{c28}$) 78
a) Aciers diagonales 78
b) Armatures longitudinales 78

c) Armatures transversales……..79
d) Armatures de peau……..79

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction 81
V.2. Connaissance du site et du sol 81
V.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle 81
V.4. Les efforts normaux à base de la structure 82
V.5. Calcul des semelles isolées 82
V.5.1. Dimensionnement des semelles isolées 82
V.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles 83
V.6. Calcul des semelles filantes 84
V.6.1. Dimensionnement des semelles filantes 85
V.6.2. Vérification de la stabilité au renversement 85
V.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante 86
V.6.4. Ferraillage des semelles filantes 86
V.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux 86
V.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile 87
V.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage 87
V.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 88
V.6.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 88
V.6.8. Ferraillage Poutre de libage 88
V.6.8.1. Armature calculée en travée et en appuis 89
V.6.8.2. Armatures choisis en travées et en appui 89
V.6.8.3. Vérification des contraintes normales a L'ELS 89
V.6.8.4. Armature transversales 89
V.6.8.5. Vérification de la flèche a L'ELS 90
V.6.8.6. Armatures de peau 91
V.7. Ferraillage des longrines 91
V.7.1. Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC 92
V.7.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS 92
Conclusion général…….93

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1: Description d'ouvrage.. 2

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Plancher à corps creux..... 7
Figure II.2 : Section réduite du poteau 12
Figure II.3 : Position du poteau le plus sollicité..... 13
Figure II.4 : Surface du plancher supportée par le poteau le plus sollicité..... 13
Figure II.5 : Conditions des zones nodales..... 16
Figure II.6 : Conditions de dimensionnement des voiles 18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Acrotère (dimensions et charges exercées). 19
Figure III.2 : Dessin de ferraillage de l'acrotère. 21
Figure III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression. 22
Figure III.4 : Sens des poutrelles. 24
Figure III.6 : Types des poutrelles. 25
Figure III.7 : Diagramme des moments à l'ELU. 25
Figure III.8 : Diagramme des moments à l'ELS. 25
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU. 26
Figure III.10 : Dessin de ferraillage des poutrelles. 29
Figure III.11 : types de dalles pleines. 30
Figure III.12: Section de calcul. 34
Figure III.13 : Vérification de poinçonnement. 35
Figure III.14 : Forme de l'escalier. 36
Figure III.15 : Dimensions de l'escalier. 38
Figure III.16 : Chargement dans l'escalier. 35
Figure III.17 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU. 39
Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU. 39
Figure III.19 : Diagramme des effort tranchants à l'ELS. 40
Figure III.20 : Détail de ferraillage d'escalier. 45
Figure III.21 : Détail de ferraillage de la poutre paliere.. 45

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1 : Disposition des voiles (vue en plan et 3D). 49
Figure IV.2 : Centre de masse et centre de rigidité. 50

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

Figure V.1 : Dessin de Ferraillage des poutre principales 69
Figure V.2 : Dessin de Ferraillage des poutres secondaire 69
Figure V.3: Les sections des poteaux. 70
Figure V.4 : Detail de ferraillage de Poteaux (50x50). 72
Figure V.5 : Detail de ferraillage de Poteaux (45x45). 73
Figure V.6 : Detail de ferraillage de Poteaux (40x40). 74
Figure V.7 : Detail de ferraillage de Poteaux (35x35). 74
Figure V.7 : Type des voiles a ferrailè. 75
Figure V.10 : Detail de ferraillage voiles pleines. 80

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 82
Figure VI.2 : Semelle isolée. 82
Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle. 84
Figure VI.5 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux 85
Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles. 85
Figure VI.6 : Dimensionnement des semelles. 91
Figure VI.7 : Dessin de ferraillage des longrines. 93

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1. Autres caractéristiques du béton……5
Tableau I. 2. Les types des aciers utilisés et leurs nuances.....6
Tableau I.3 : Autres caractéristiques de l'acier.....6

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II. 1. Charge permanente du mur simple cloison.....9
Tableau II.2.Charge permanente du mur double cloison.....9
Tableau II.3.Charge permanente du plancher terrasse à corp creux.....9
Tableau II.4.Charge permanente du plancher courant à corps creux……...10
Tableau II.5.Surcharge d'exploitation.....10
Tableau II.6.Prédimensionnement des poutres.....11
Tableau II.7.Calcul d'effort normal N.....13
Tableau II.8.Détermination des charges permanentes.....14
Tableau II.9.Détermination des charges d'exploitation.....15
Tableau II.10 : Vérification de l'effort normal. 15
Tableau II.10.Vérification des dimensions des poteaux.....16
Tableau II.11.Vérification aux zones nodales.....17

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Les efforts exercés sur l'acrotère…….....19
Tableau III.2 : Armatures verticales et horizontales…….……20
Tableau III.3 : Espacement des armatures……20
Tableau III.4 : Vérification des contraintes normales de l'acrotère…….20
Tableau III.5 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acortère…….....…..20
Tableau III.6 **:** Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles…..……23
Tableau III.7: Calcul des étaiements…….23
Tableau III.8 : Evaluation des charges et surcharges……24
Tableau III.8 : Les moments maximales à l'ELU, L'ELS, et l'effort tranchant maximales …26
Tableau III.9 : Armatures longitudinales……27
Tableau III.11 : Vérification des contraintes normales des poutrelles……28
Tableau III.12 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles……...28

Tableau III.10 : Vérification de la flèche dans l'Etage de l'administration…….....29
Tableau III.11 : Vérification de la flèche dans les Etages d'habitation…… …..29
Tableau III.15 : Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS…….31
Tableau III.16 : les résultats du ferraillage à l'ELU……..……31
Tableau III.17 : Vérification des contraintes à L'E.L. S……...…32
Tableau III.18 : Vérification de l'effort tranchant……32
Tableau III.19 : Vérification de la flèche……..32
Tableau III.20 : Poids de la machine…….33
Tableau III.12 : Détermination des charges……..33
Tableau III.22 : Sollicitations de la dalle machine……34
Tableau III.23 : Ferraillage à l'ELU(Sens X, Sens Y)……34
Tableau III.24 : Vérification des contraintes normales. Sens-X…….34
Tableau III.13 : Vérification des contraintes normales Sens-Y……...35
Tableau III.14 : Vérification des contraintes de cisaillement……...35
Tableau III.15 : Charges et surcharges du palier de repos de l'escalier……...37
Tableau III.28 : Charges et surcharges de la paillasse de l'escalier……....37
Tableau III.16 : Combinaisons des charges dans l'escalier…….....38
Tableau III.30 : Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS…….39
Tableau III.31 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier……40
Tableau III.32 : Vérification de la section d'armatures……40
Tableau III.17 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier…….....41
Tableau III.18 : Vérification des contraintes normales de l'escalier……41
Tableau III.35 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier……..41
Tableau III.36. Vérification préliminaire de la flèche…….42
Tableau III.19 : Vérification de la flèche……..42
Tableau III.20 : Pré dimensionnement de la poutre palière……..42
Tableau III.39: Calcul des efforts de la poutre palière……..43
Tableau III.40 : Calcul de ferraillage de la poutre palière…….....43
Tableau III. 41. Vérification du ferraillage selon les règlements……...43
Tableau III.21 : Vérification des contraintes normales…….44
Tableau III.43 : Vérification des contraintes de cisaillement…….....44

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion. 49

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions. 50
Tableau IV.3 : Justification de coefficient de comportement R suivant X (%). 52
Tableau IV.4 : Justification de coefficient de comportement R suivant Y (%). 52
Tableau IV.5 : Facteur de qualité. 53
Tableau IV.6 : Comportement des trois premiers modes. 54
Tableau IV.7 : Comportement des modes retenir. 55
Tableau IV.8 : Les valeurs de la force sismique. 58
Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 58
Tableau IV.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 58
Tableau IV.11 : Vérification du déplacement en tête. 59
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 59
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 60
Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des poutres. 60
Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X. 61
Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des voiles incliné. 61
Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y. 61
Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit sens X. 62
Tableau IV.19 : Vérification de l'effort normal réduit sens Y. 62
Tableau IV.20 : Vérification de l'effet P-Δ. 63
Tableau IV.1 : Dimensionnement finales des éléments……..64

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 : La section calculées d'armatures des poutres principales 65
Tableau V.2 : La section calculées d'armatures des poutres secondaires 66
Tableau V.3 : La section choisie d'armatures des poutres principales 66
Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres secondaires 66
Tableau V.5 : Vérification des contraintes normales des poutres. 66
Tableau V.6 : Vérification sections d'armatures. 67
Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutres. 67
Tableau V.8 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres. 67
Tableau V.9 : Vérification de la flèche des poutres principales 68
Tableau V.10 : Vérification de la flèche des poutres secondaire 68
Tableau V.11 : La section d'armatures transversales. 68
Tableau V.12 : La section d'armatures des poteaux. 71

Tableau V.13 : Vérification des contraintes normales des poteaux. 71
Tableau V.14 : La section d'armatures transversales des poteaux. 72
Tableau V.15 : La section calculéed'armatures verticales des voiles. 76
Tableau V.16 : La section choisie d'armatures verticales des voiles 76
Tableau V.17 : Vérification des contraintes normales des voiles. 76
Tableau V.18 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles. 76
Tableau V.19 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles. 77
Tableau V.20 : Choix de la méthode de calcul. 79
Tableau V.21 : La section d'armatures des linteaux. 79
Tableau V.22 : La section choisie d'armatures des linteaux. 79

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 83
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 85
Tableau VI.3 : Vérification de renversement des semelles filantes 85
Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante. 86
Tableau VI.5 : Choix de méthode de calcul. 86
Tableau VI.6 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 86
Tableau VI.7 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux 87
Tableau VI.8 : Vérification de méthode de calcul. 87
Tableau VI.9 : Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles. 87
Tableau VI.10 : Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles. 87
Tableau VI.11 : Pré dimensionnement des poutres de libage. 88
Tableau VI.12 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage. 88
Tableau VI. 13 : Vérification de cisaillement des poutres de libage. 88
Tableau VI.14 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage. 89
Tableau VI.15 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage. 89
Tableau VI.16 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis. 89
Tableau VI.17 : Vérification des contraintes normales des poutres de libages. 89
Tableau VI.18 : Armateurs transversales 89
Tableau VI.19 : Vérifications préliminaire de la flèche. 90
Tableau VI.20 : Vérification de la flèche de poutre de libage. 90
Tableau VI.21 : Ferraillage des longrines. 93
Tableau VI.22 : Vérification des contraintes normales de longrines. 93

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : 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.

INTRODUCTION GENERALE

La croissance démographique a poussé l'homme de réfléchir à construire des bâtiments à plusieurs étages, car elle prenne le maximum de logements dans une surface minimisée.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes, ont conduit les autorités avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier notre règlement parasismique en publiant le RPA99 version2003, dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié. L'obtention d'une structure parasismique nécessite un contreventement efficace, ce dernier est obtenu par une disposition judicieuse et adéquate des éléments de contreventement devant résister à la sollicitation sismique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé constitué de RDC+6 étages à usage multiple (habitation ,commerce et administration), implanté dans une zone de forte sismicité à Alger centre Le problème posé, pour une telle étude, est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets.

. Pour cela, nous allons suivre un plan de travail qui est structuré comme suit : On commence notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiment. Ensuite, on a fait un prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux sous les charges permanents et les charges d'exploitations et on calcule les éléments secondaires. Puis, on fait l'étude dynamique par le logiciel de calcul SAP2000, et on calcule les éléments structuraux sous les sollicitations et les combinaisons les plus défavorables qui ont été exigées par les règlements (RPA99/Version2003 et C.B.A.93). L'étude dynamique sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.. Enfin, on termine par une conclusion générale.

I.1. INTRODUCTION

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

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé de type (RDC + 6 étages) à multi-usages(commerce, bureaux, habitation) qui sera implanté à Alger centre. C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA 99 version 2003. [1]

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 ainsi que le règlement parasismiques RPA99 version 2003. [1]

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE de l'ouvrage

I.2.1.Dimension en plan

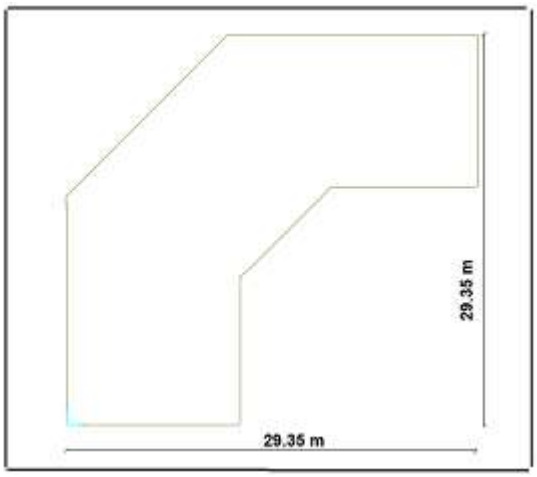


Figure I. 1: Description d'ouvrage.

- Longueur total du bâtiment : 29,35 m

- Largeur total du bâtiment : 29,35 m

I.2.2.Dimension en élévation

- Hauteur total du bâtiment : 22,61 m
- Hauteur d'étage : 3,23 m

I.3. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

En utilisant les exigences des règlements techniques suivant :(RPA99 version2003 [1], CBA93 [2] & DTR B.C.2.2 [3]).

I.3.1.Classification des zones sismiques

L'ouvrage sera implanté à Alger centre, cette zone est classée comme une zone de sismicité forte (zone III).

I.3.2.Classification d'importance de l'ouvrage[1]

L'ouvrage s'agit d'un bâtiment à usage habitation dont la hauteur total ne dépasse pas 48 m, donc il s'agit d'un ouvrage courant avec une importance moyenne appartient à «Groupe 2 ».

I.3.3.Classification des sols [1]

On a étudié le bâtiment selon le rapport du sol, on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble (catégorie S3) et par conséquent on a adopté : **σ_{sol} = 1,5 bars.**

I.3.4.Classification des systèmes de contreventement [1]

Selon les dimensions de notre bâtiment, il dépasse 3 niveaux et 8 m en zone III, le règlement parasismique Algérien exige un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.4. CONCEPTION STRUCTURELLE

I.4.1.Planchers

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces charges aux éléments porteurs de la structure, notamment les poteaux et les voiles.

- Plancher corps creux
- Plancher dalle pleine

I.4.2.Escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers à trois volées en béton armé.

I.4.3.Maçonnerie

On a deux type de maçonnerie dans notre bâtiment :

- Mur intérieur (simple cloison) : il est constitué par une cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur, avec un crépissage en enduit de ciment de 1 cm de chaque côté.
- Mur extérieur (double cloison) : il est constitué de deux cloisons de brique creux avec lame d'air entre eux (5 cm), avec un crépissage en enduit de ciment de 1 cm pour les côtés extérieures.

I.4.4.Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage et enduit de ciment pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de ciment pour les murs en maçonnerie.

I.4.5.Acrotère

La terrasse étant inaccessible, elle est entourée par un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur, pour assurer la sécurité et empêcher l'écoulement des eaux pluviales sur les façades.

I.5. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction serontconformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.5.1.Béton [2]

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à minimum $f_{c28} = 25\ MPa.$

Tableau I. 1. Autres caractéristiques du béton.

Résistance à la traction « ft28 »		2,1 MPa
Module d'élasticité « E »	**Instantanée**	32164,2 MPa
	Différée	10818,86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	**Sollicitations**	0
	Déformations	0,2
Contrainte de cisaillement (τu)	**Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**	2,50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3,33 MPa
Contrainte en compression (σbc)	**Situation durable**	14,20 MPa
	Situation accidentelle	18,50 MPa

I.5.2.Acier [2]

.Par contre au béton, l'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancement faible.

I.5.3.Types d'aciers

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

une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I. 2. Les types des aciers utilisés et leurs nuances.

Type d'acier	Nuance	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisations
Rond lisse	FeE240	235	Cadres,étriers des poteaux et des poutres , pièces préfabriqués
Acier HA	FeE400	400	Tous les travaux en béton armé
Treillis soudés	TLE 520	520	Emplois courant pour : Radier,Voile,Planchers,Dallage

Tableau I. 3. Autres caractéristiques de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale (Es)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Contraintes limites ()</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable σs</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle σs</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérenceσs</td><td>201,63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisseσs</td><td>159,40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse</td><td>130,42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

II.1. INTRODUCTION

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

II.2. PLANCHERS

Les planchers sont des éléments horizontaux constituant une séparation entre les niveaux d'une structure et transmettant les charges aux éléments porteurs, dans notre structure on a utilisé deux types de planchers :

II.2.1. Plancher à corps creux [2]

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher.

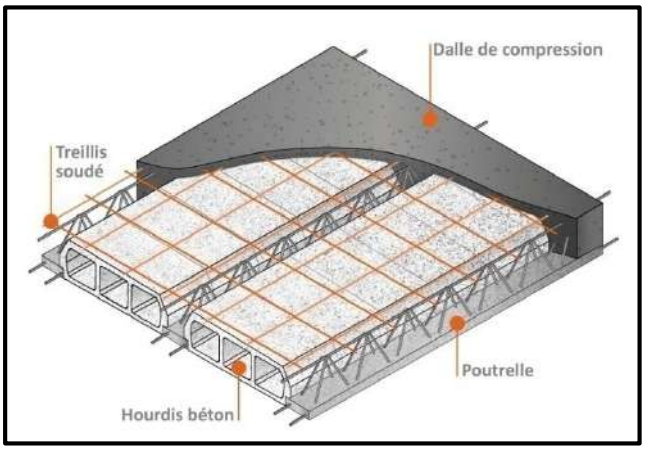


Figure II. 1 Plancher à corps creux

- Le pré-dimensionnement de la hauteur du plancher se calculé à l'aide de la formule empirique suivante : *[Art b.6.8.4.2CBA 93]*

$$L/25 < h < L/20$$

Avec : h_t : hauteur total du plancher

L: La portéela plus longue de la poutrelle (Entre Nus) [L=4,2 m]

Alors : $h_t \geq 18{,}66\text{cm}$

Donc,on prend : _ L'épaisseur du plancher: **h_t= 16+4 = 20cm**

Avec : ht = d + e

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

II.2.2. Plancher dalle pleine

Le plancher dalle pleine est une plaque mince en béton armé qui repose sur un nombre des appuis, l'épaisseur de la dalle dépend des critères suivantes :

- **Critère de résistance :***[Art III.2.2.1 Calcul des ouvrages M.BELAZOUGUI]*

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

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

Avec : L_x : la plus grande portée de la dalle mesuré entre nus des appuis [L_x=1,90 m]

e_p : l'épaisseur de la dalle.

$$\frac{190}{45} = 4{,}2 \leq e_p \leq \frac{1{,}90}{40} = 4{,}75$$

- Sécurité contre l'incendie :

e_p=7 cm : assurer une coupe-feu d'une heure.

e_p =11 cm : assurer une coupe-feu de deux heures.

- Condition d'isolation acoustique :$e_p \geq 15$ cm.

Donc : on prend l'épaisseur de la dalle pleine : **e_p =15cm.**

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES

II.2.3. Maçonnerie

❖ Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II. 1. Charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)	Références
1	Enduit en ciment	2x 0,01	18	2 x 0,36	*[Art VI-C.2.2 DTR B.C.2.2]*
2	Brique creuse	0,10	9	0,9	*[Art VI-B DTR B.C.2.2]*
			Total :	**1,62**	

❖ Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.2. Charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)	Références
1	Enduit en ciment	0,02	18	2 x 0,36	*[Art VI-C.2.2 DTR B.C.2.2]*
3	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,9	*[Art VI-B DTR B.C.2.2]*
4	Lame d'air	0.10	-	-	-
			Total :	**2,52**	

II.2.4. Plancher à corps creux

II.3.2.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse à corp creux

N	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)	Références
1	Gravillon roulé(8/15)	0,04	20	0,8	*[Art C.5.G DTR B.C.2.2]*
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12	*[Art C.5.G DTR B.C.2.2]*
3	Papier kraft	-	-	0,05	*[Art C.5.G DTR B.C.2.2]*
4	Forme de pente	0,10	22	2,20	*[Art C.5.G DTR B.C.2.2]*
5	Film polyane	-	-	0,01	*[Art C.5.G DTR B.C.2.2]*
6	Plaque de liège	0,04	4	0,16	*[Art B DTR B.C.2.2]*
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06	*[Art C.5.G DTR B.C.2.2]*

8	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2,8	*[Art C.3.B DTR B.C.2.2]*
9	Enduit de plâtre	0,02	-	0,2	*[Art C.2.1 DTR B.C.2.2]*
			Total:	**6,40**	

II.3.2.2. Plancher courant

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant à corps creux

N	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)	Références
1	Carrelage	0,02	20	0,40	*[Art C.4.D DTR B.C.2.2]*
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40	*[Art C.4.A DTR B.C.2.2]*
3	Lit de sable	0,03	18	0,54	*[Art A DTR B.C.2.2]*
4	Simple Cloison	-	-	1,62	*[Art C.1 DTR B.C.2.2]*
5	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2,80	*[Art C.3.B DTR B.C.2.2]*
6	Enduit de plâtre	0,02	-	0,20	*[Art C.2.1 DTR B.C.2.2]*
			Total:	**5,96**	

II.2.5. Surcharge d'exploitation« Q »

Tableau II.5. Surcharge d'exploitation

Niveau (m)	Usage	Q(kN/m^2)	Référence
Terrasse	Terrasse inaccessible	1	*[Art 7.3.3 DTR B.C.2.2]*
E.C	Habitation	1,5	*[Art 7.2.1 DTR B.C.2.2]*
E.C	Local (Bureaux)	2,5	*[Art 7.2.1 DTR B.C.2.2]*

II.4. POUTRES

Les poutres sont des éléments horizontales qui supporte les charges verticales sur les planchers et les transmis vers les éléments porteurs verticales, le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

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

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

Avec : L : la plus grande portée mesurée entre nu d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Ainsi que les dimensions de la poutre doivent satisfaire aux exigences des règlements : *[Art 7.51 RPA99]*

Tableau II.6. Prédimensionnement des poutres

Eléments	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre palière
Longueur L (m)	4,55	4,20	1,30
Hauteur h (cm)	30,33 ≤ h ≤ 45,50 h= **40**	28,00 ≤ h ≤ 42,00 h= **35**	8,66 ≤ h ≤ 13,00 h= **35**
Largeur b (cm)	10,50 ≤ b ≤ 24,50 b=30	9,00 ≤ b ≤ 21,00 b= 30	10,50 ≤ b ≤ 24,50 b=30
Vérification RPA99 v2003	h=35 ≥30 ……CV b=30 ≥20 ……CV $\frac{h}{b}$=1,33≤ 4 …..CV	h=30 ≥30 ……CV b=30 ≥20 ……CV $\frac{h}{b}$=1,16 ≤ 4……CV	h=35 ≥30 ……CV b=30 ≥20 ……CV $\frac{h}{b}$=1,16≤ 4 …..CV
	Conditions Verifies	**Conditions Verifies**	**Conditions Verifies**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}087 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0{,}083 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0{,}083 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$
Section choisi b x h (cm²)	**30x40**	**30x35**	**30x35**

- **Conclusion :**

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

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

Pour la poutres palière , on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

II.5. POTEAUX

Ce sont des éléments porteurs de la structure, ils supportent les charges verticales transmises par les voiles de plancher ainsi que les charges horizontales.

II.5.1. Calcul de l'effort normal ultime [N_{ultime}]

On calcul l'effort normal des poteaux avec des sections choisis approximativement, ces dimension peut être modifié s'ils sont insuffisantes.

- Section (45x45) cm² pour : le RDC, 1er étage.
- Section (40x40) cm² pour : le 2ème et 3ème étage.
- Section (35x35) cm² pour : le 4ème ,et 5ème étage et 6ème étage.

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s}\right) \alpha \ldots\ldots \textit{[Art B.8.4.1 CBA93]}$$

Avec: N_{ultime}: Effort normal ultime du poteau (compression).

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie, tel que :

- Poteau rectangulaire :B_r = (b-2) x (h-2)

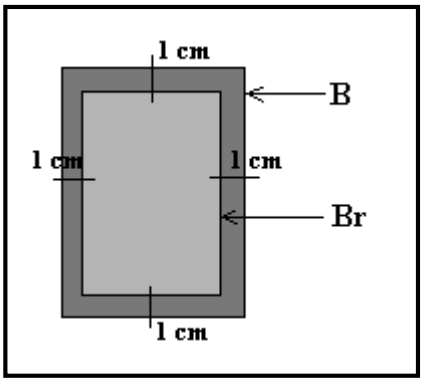


Figure II. 2. Section réduite du poteau

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours,On prend : f_{c28}= 25 MPa

f_e : Contrainte limite élastique d'acier, On prend : f_e= 400 MPa

γ_b: Coefficient de sécurité du béton, tel que :

- Situation durable : γ_b=1,5
- Situation accidentelle : γ_b=1,15

γ_b: Coefficient de sécurité d'acier, tel que :

- Situation durable : γ_s =1,15
- Situation accidentelle : γ_s =1

L_f : Longueur de flambement, pour un poteau encastré dans une massif de fondation ou assemblé a des poutres de plancher : L_f=0,7 L_0

λ : Elancement géométrique du poteau considéré, tel que : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

i : Rayon de giration, tel que : $i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$

Où :
- Poteau rectangulaire : $I_x = \frac{hb^3}{12}; I_y = \frac{bh^3}{12}; S = bxh$
- Poteau carré : $I_x = I_y = \frac{hb^3}{12}; S = bxh$
- Poteau circulaire : $I_x = I_y = \frac{\pi d^4}{64}; S = \frac{\pi d^4}{4}$

A : Section d'acier minimale comprimé pris en compte dans le calcul, tel que :

$$A = \frac{S}{1000}$$

Tableau II.7. Calcul d'effort normal N

Niveau	Section Poteau		B_r(mm²)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A(m²)	$\bar{N}$ (kN)
	b (cm)	h (cm)								
6	0.3	0.3	78400	3,23	2,28	0,087	26,37	0,763	0,00009	**1132,12**
5	0.35	0.35	108900	3,23	2,28	0,101	22,61	0,785	0,00012	**1615.60**
4	0.35	0.35	108900	3,23	2,28	0,101	22,61	0,785	0,00012	**1615.60**
3	0.4	0.4	144400	3,23	2,28	0,115	19,78	0,799	0,00016	**2180,96**
2	0.4	0.4	144400	3,23	2,28	0,115	19,78	0,799	0,00016	**2180,96**
1	0.45	0.45	184900	3,23	2,28	0,130	17.58	0,809	0,00020	**2827,62**
RDC	0.45	0.45	184900	3,23	2,28	0,130	17.58	0,809	0,00020	**2827,62**

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

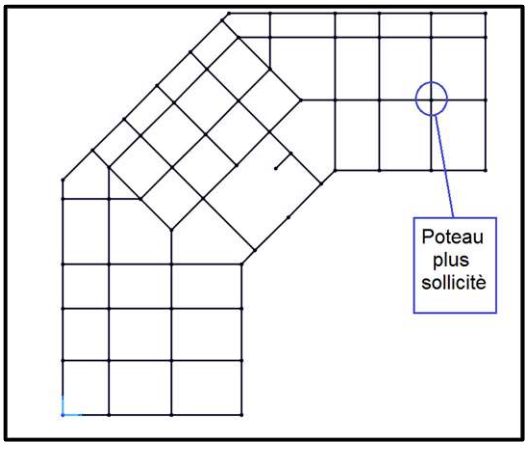


Figure II. 3. Position du poteau le plus sollicité

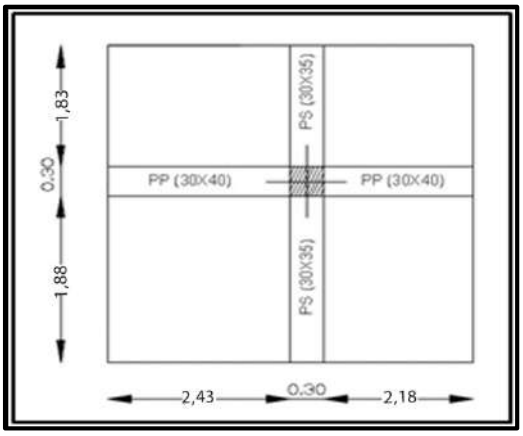


Figure II. 4. Surface du plancher supportée par le poteau le plus sollicité

Après une lecture des plans d'architecture on constate que le poteau le plus sollicité est: Un poteau Voisin de rive **.**

La surface reprise par le poteau :

- S total= (2,43+0,3+2,18)*(1,88+0,3+1,83)=>Stotal=19 ,6 m²
- S plancher corps creux

  Sp= (2,43+2,18)*(1,88+1,83) =>Sp= 17,02 m²

II.5.3. Décent des charges :

❖ **Charge Permanente « G » :**

$G_{Plancher\ corps\ creux}$= [Poids de plancher corps creux]x[$S_{Plancher\ corpscreux}$]

$G_{Poutres}$ = b x h x L x [Poids volumique du béton]

$G_{Poteaux}$ = b x h x h_e x [Poids volumique du béton]

$G_{niveau}= G_{Plancher\ corps\ creux} + G_{Poutres\ (PP+PS)} + G_{Poteaux}$

Tableau II.8.Détermination des charges permanentes

Niveau	Section Poteau		h_e	$G_{plancher}$	G_{PP}	G_{PS}	G_{Poteau}	G_{Niveau}	$G_{Cumulée}$
	b (cm)	h (cm)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
6	0.35	0.35	3.23	94.06	12.78	8.82	9.89	125.54	125.54
5	0.35	0.35	3.23	87.58	12.78	8.82	9.89	119.07	242.28
4	0.35	0.35	3.23	87.58	12.78	8.82	9.89	119.07	361.35
3	0.4	0.4	3.23	87.54	12.63	8.69	12.92	121.77	483.13
2	0.4	0.4	3.23	87.54	12.63	8.69	12.92	121.77	604.90
1	0.45	0.45	3.23	87.46	12.48	8.56	16.35	124.85	729.75
Rdc	0.45	0.45	3.23	87.46	12.48	8.56	16.35	124.85	854.60

❖ **Charge d'exploitation « Q » :***[Art 6 DTR B.C.2.2]*

Les charges d'exploitations ne peuvent jamais agissent au même temps, pour ce la on utilise la loi de dégression qui est une formule s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

$Q_i = Q \times S_{total}$

n =0 ► $6^{ème}$ étage (Terrasse): Q_0

n =1► $5^{ème}$ étage : Q_0+ Q_1

n =2 ► 4ème étage Q_0+ 0,09[Q_1 +Q_2]

n =3► 3ème étage : Q_0+ 0,90[Q_1 +Q_2 +Q_3]

n =4 ► 2ème étage : Q_0+ 0,85[Q_1 +Q_2 +Q_3 +Q_4]

n =5 ► 1ème étage : Q_0+ 0,90[Q_1 +Q_2 +Q_3+ Q_4+ Q_5]

n =6 ► RDC : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$ avec : $\frac{3+6}{2x6}$ =0,75

Q_0 + 0,80 [Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4+ Q_5+ Q_6]

Tableau II.9.Détermination des charges d'exploitation

Niveau	Q (kN/m²)	Q Niveau (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q Cumulée (kN)
6ème(Terrasse)	*1*	Q_0	17.10	2	17.10
5ème	*1,5*	Q_1	25.65	1,25	42.76
4ème	*1,5*	Q_2	25.65	1	65.85
3ème	*1,5*	Q_3	25.65	0,875	82.52
2ème	*1,5*	Q_4	25.65	0,80	99.20
1èr	*2,5*	Q_5	42.76	0,75	133.40
RDC	*1,5*	Q_6	25.65	0,71	145.38

II.5.4. VERIFICATION DE l'effort N_u :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau intermédiaires dans le cas des bâtiments comportant au moins 3 travées.

N_u =1.35 G +1.5 Q

Tableau II.10.Vérification de l'effort normal

Niveau	G Cumulée (kN)	Q Cumulée (kN)	N_u (kN)	110% N_u (kN)	$\bar{N}$ (kN)	$1.1N_u \leq \bar{N}$
6	125.54	17.10	191.99	211.19	1132.12	Vérifié
5	242.28	42.76	391.22	430.34	1615.60	Vérifié
4	361.35	65.85	586.60	645.26	1615.60	Vérifié
3	483.13	82.52	776.01	853.61	2180.96	Vérifié
2	604.90	99.20	965.41	1061.96	2180.96	Vérifié

1	729.75	133.40	1185.27	1303.80	2827.62	Vérifié
Rdc	854.60	145.38	1371.78	1508.95	2827.62	Vérifié

II.5.5. Vérification des dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :*[Art 7.4.1 RPA99]*

$$\begin{cases} \text{Min}(b,h) \geq 30\ \text{cm} : \text{zone III} \\ \text{Min}(b,h) \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{cases}$$

Avec : h_e : hauteur libre de l'étage

Tableau II.11.Vérification des dimensions des poteaux

Poteau (b_1,h_1)	Min (b_1,h_1) ≥ 30 cm	Min (b_1,h_1) ≥ $\frac{h_e}{20}$=16,15 cm	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	Vérification
30x30	Min(30,30) ≥ 30	Min(30,30) ≥ 16,15	0,25 ≤ 1 ≤ 4	**Vérifié**
35x35	Min(35,35) ≥ 30	Min(35,35) ≥ 16,15	0,25 ≤ 1 ≤ 4	**Vérifié**
40x40	Min(40,40) ≥ 30	Min(40,40) ≥ 16,15	0,25 ≤ 1 ≤ 4	**Vérifié**
45x45	Min(45,45) ≥ 30	Min(45,45) ≥16,15	0,25 ≤ 1 ≤ 4	**Vérifié**

II.5.6. Vérification des zones nodales

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes : *[Art 7.5.1 RPA99]*

$$b_{max} \leq 1.5\ h_1 + b_1$$

$$d \leq \max\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}\right)$$

Avec : b_{max}: la largeur maximale de la poutre

h_1, b_1 : les dimensions du poteau

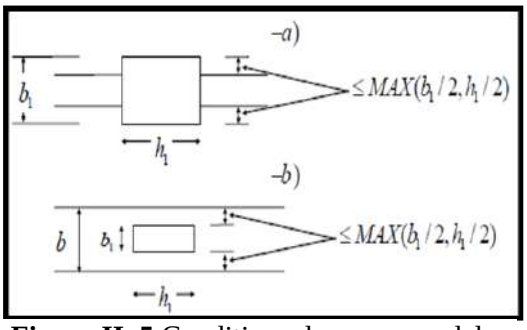


Figure II. 5. Conditions des zones nodales

Tableau II.12.Vérification aux zones nodales

Poteau		Poutre (b_{max})	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	$d \leq \max\left(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2}\right)$	Vérification
b_1 (cm)	h_1 (cm)					
30	30	30	$30 \leq 75$	0	$0 \leq \max(15; 15)$	*CV*
35	35	30	$30 \leq 87,5$	5	$5 \leq \max(17,5; 17,5)$	*CV*
40	40	30	$30 \leq 100$	10	$10 \leq \max(20 ; 20)$	*CV*
45	45	30	$30 \leq 112,5$	15	$15 \leq \max(22,5; 22,5)$	*CV*

II.5.7. Conclusion

Les sections finales des poteaux :

- Une section de (45x45) cm² pour : le RDC, 1er étage.
- Une section de (40x40) cm² pour : le 2ème et 3ème étage .
- Une section de (35x35) cm² pour : le 4ème et 5èmeétage.
- Une section de (30x30) cm² pour : le 6ème .

II.6. VOILES

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils assurent le contreventement et le support des charges horizontales et verticales.

Le RPA99 v2003 exige des conditions sur les dimensions des voiles: [Art 7.7.1 RPA99 v2003].

- L'épaisseur minimale est : a=15 cm
- La largeur du voile doit être : $L \geq 4a$
- L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des

conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure suivante :

Avec : h_e=3,23-0,30=2,93 m

$$* \quad a \geq \frac{293}{20} \quad \Longrightarrow \quad a \geq 14{,}40\ cm$$

$$* \quad a \geq \frac{293}{25} \quad \Longrightarrow \quad a \geq 11{,}52\ cm$$

$$* \quad a \geq \frac{293}{22} \quad \Longrightarrow \quad a \geq 13{,}90\ cm$$

Alors on adopte :

L'épaisseur du voile : a=15 cm

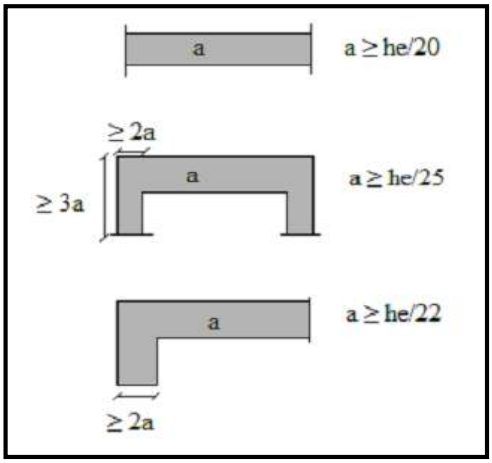


Figure II. 6. Conditions de dimensionnement des voiles

II.7. LONGRINES

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidaires par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont déterminées selon la classification du site :

- 25x30 : Pour les catégories S2 et S3
- 30x30 : Pour les catégories S4

On prend : Section de : 30x30 « Site S3 ».

II.8. CONCLUSION

Le pré-dimensionnement, l'évaluation des charges et la descente de charges sont des étapes nécessaires, afin de pouvoir entamer la suite de notre étude. Ce chapitre nous a permis de pré-dimensionner les éléments porteurs (poutres, poteaux, voile) ; les sections adoptées en pré-dimensionnement peuvent être augmenté (sont pas finales) après calcul dynamique.

III.1. Introduction

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

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

III.2. L'acrotère

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

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

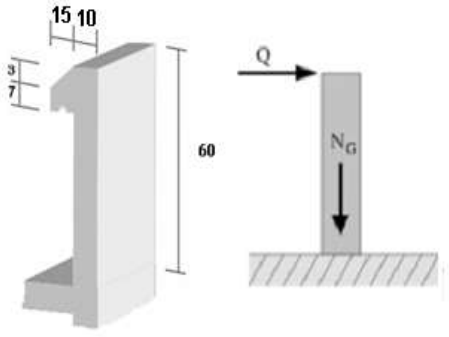


Figure III.1 : Acrotère (dimensions et charges exercées).

III.2.1. Détermination des efforts

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

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

III.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU

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

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

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

Tableau III.2 : Armatures verticales et horizontales.

	Verticales		**Horizontales**	
	A_{s1}(cm²/ml)	**A_{s2}(cm²/ml)**	**$A_{rép1}$(cm²/0,6m)**	**$A_{rép2}$(cm²/0,6m)**
Calculée	4,40	4,40	$A_{s1}/4$=1,375	$A_{s1}/4$=1,375
Choisie	7HA10=5,5	7HA10=5,5	4HA8=2,01	4HA8=2,01

Tableau III.3 : Espacement des armatures.

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

III.2.3. Vérification des contraintes normales à L 'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

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

Contraintes(MPa)			**Contraintes admissible (MPa)**			**Vérification**
σ_b	**σ_s**	**$\overline{\sigma_s}$ '**	**$\overline{\sigma_b}$**	**$\overline{\sigma_s}$**	**$\overline{\sigma_s}$ '**	Oui
0,34	2,16	2,64	15	201,63	201,63	

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

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

Section et sollicitation à l'ELU			**Vérification**		
b (cm)	**h (cm)**	**T (kN)**	**T_u(MPa)**	**T_{adm}(MPa)**	**Vérification**
100	10	1,5	0,02	1 ,16	Oui

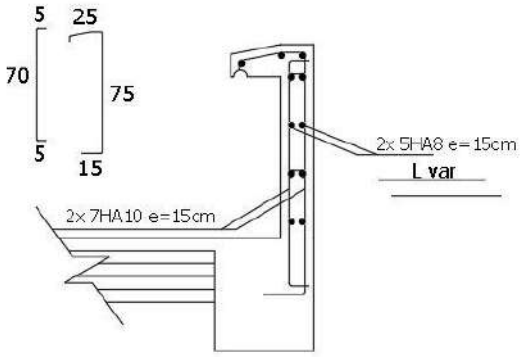


Figure III. 2 : Dessin de ferraillage de l'acrotère.

III.3. Plancher a corps creux

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

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

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

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression[2]

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

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

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

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

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

Avec :

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

F_e : nuance de l'acier FeE400 ($F_e = 400$).

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

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

$$\text{On a : } L = 60\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{400} = 0{,}6\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}60}{2} = 0{,}3\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

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

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

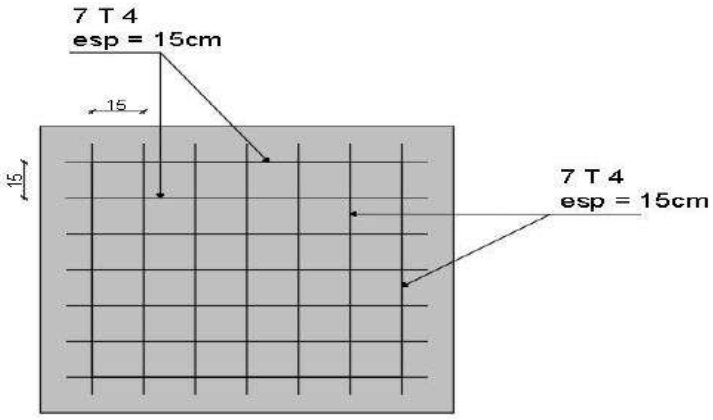


Figure III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.3.2. Les poutrelles

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

- Avant coulage
- Après coulage

III.3.2.1. Avant coulage

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

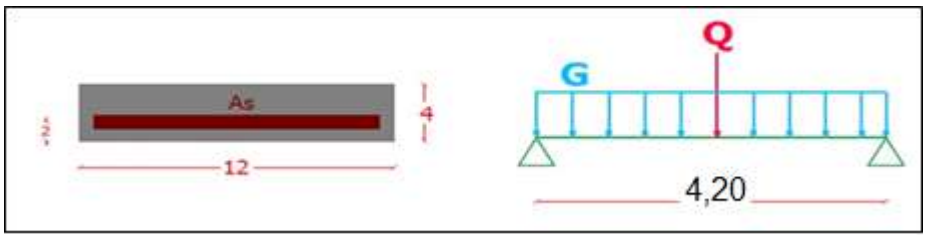


Figure III.4 : poutrelle avant coulage.

III.3.2.1.1. Evaluation des charges

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

Charges permanentes	**G (kN/ml)**
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0,72 kN/ml	0,72
Poids du corps creux : 0,60 x 1 = 0,60 kN/ml	
Surcharges d'exploitations	**Q (kN)**
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Max [1kN et 0,5 L] = 0,5 L = 0,5 x 4,20 = 2,1 kN	2,1

- **Vérification de la flèche**

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

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

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0{,}72 * 4200^4}{384 * 10819 * 6{,}4 * 10^5} + \frac{2{,}1 * 4200^3}{48 * 10819 * 6{,}4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 421.78 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 421{,}78 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8{,}4 \text{ mm}$$ **Condition non vérifiée.**

Tableau III.7: Calcul des étaiements.

Nombre d'étais	**L (m)**	G(kN/ml)	**Q (kN)**	**E (MPa)**	**I (m^4)**	**f (mm)**	**$\bar{f}$ (mm)**	**$f \leq \bar{f}$**
0	4,2	0,72	2,1	10819	$6{,}4x10^{-7}$	421,78	8,4	**Non Vérifiée**
1	2,1	0,72	1,05	10819	$6{,}4x10^{-7}$	26.36	4,2	**Non Vérifiée**
2	1,33	0,72	1	10819	$6{,}4x10^{-7}$	4,24	2,67	**Non Vérifiée**
3	1	0,72	1	10819	$6{,}4x10^{-7}$	1,354	2	**Vérifiée**

On doit prévoir 3 étaiements de 1 m de distance.

III.3.2.2. Après coulage

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

III.3.2.2.1. Calcul des sollicitations à l'ELU

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

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

Tableau III.8 : Evaluation des charges et surcharges.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_{Ser} (KN/m)
Plancher terrasse	6,40x0,60= 3,84	1x0,60=0,6	6,084	4,44
Plancher courant (habitation)	5,96x0,60= 3,576	1,5x0,60=0,9	5,728	4,476
Plancher courant (Administration)	5,96x0,60= 3,576	2,5x0,60=1,5	7,077	5,07

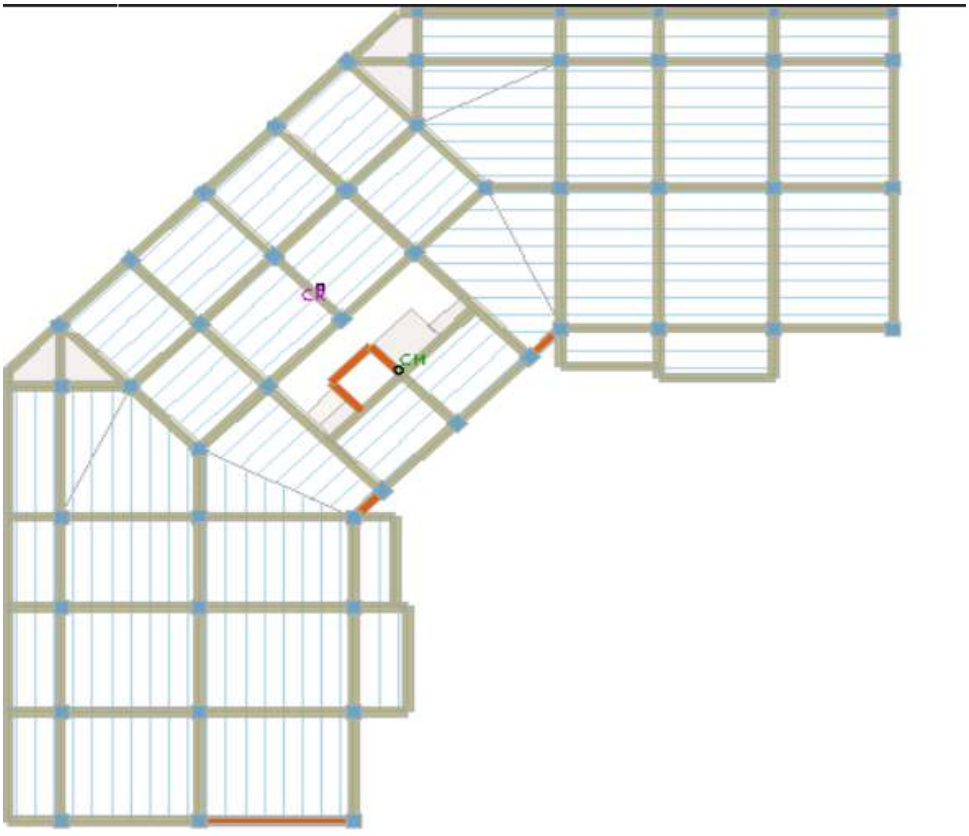


Figure III. 4 : Sens des poutrelles

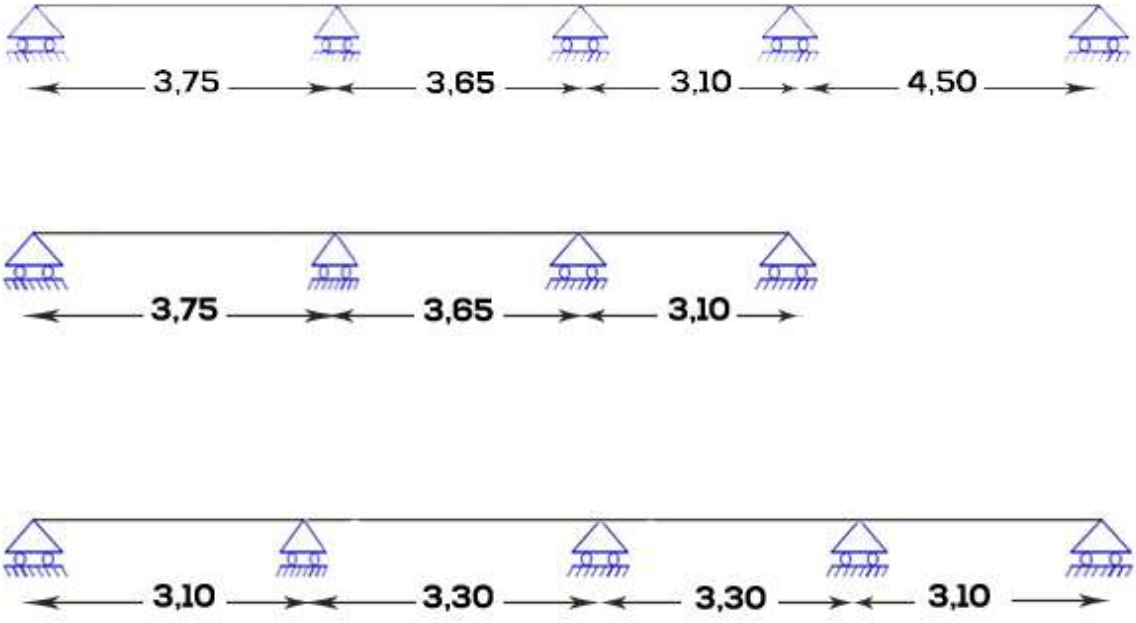


Figure III. 6 : Types des poutrelles.

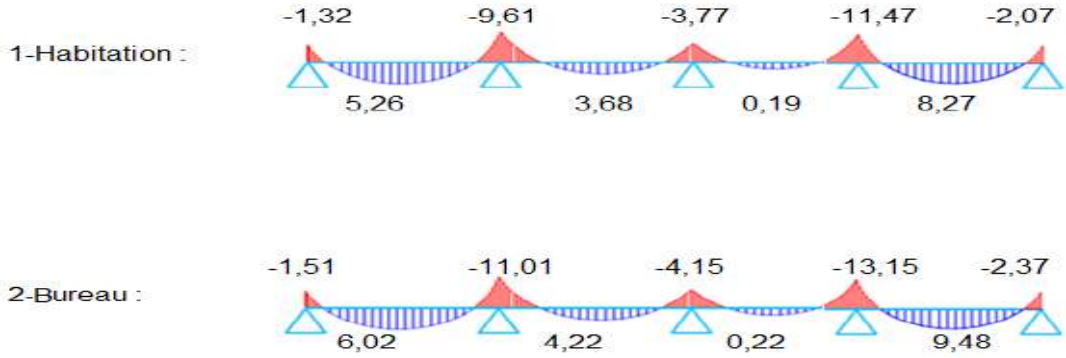


Figure III. 7 : Diagramme des moments à l'ELU.

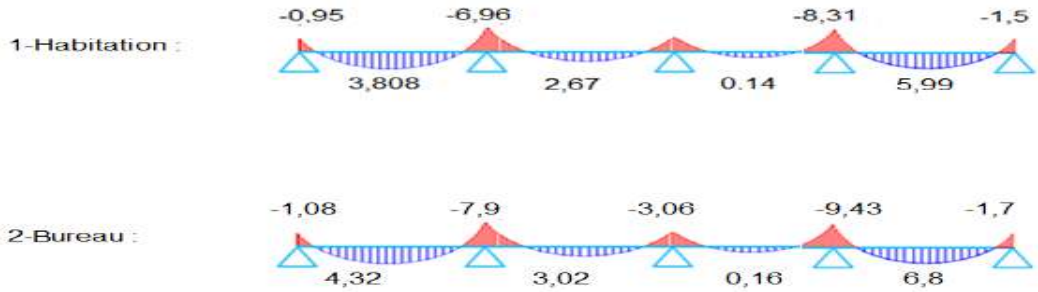


Figure III. 8 : Diagramme des moments à l'ELS.

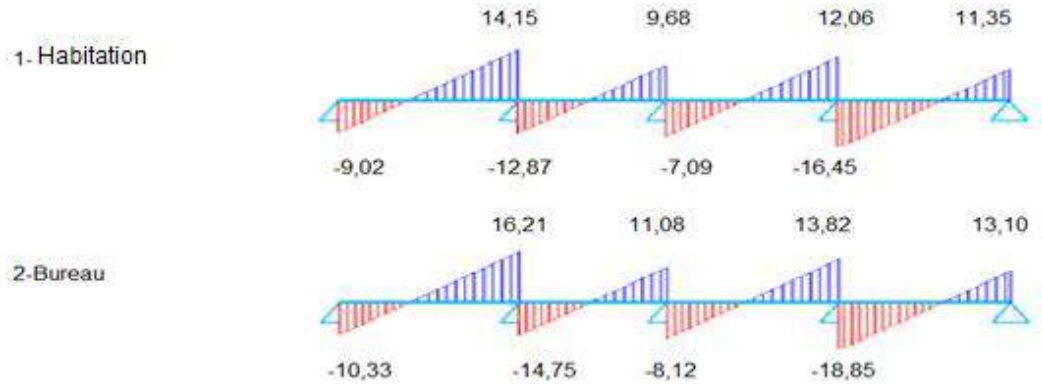


Figure III. 9 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU

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

Moment	ELU	ELS
M_{tmax} (kN.m) (habitation)	8,27	5,99
M_{amax}(kN.m) (habitation)	-11.47	-8.31
M_{tmax} (kN.m) (Administration)	9,48	6,8
M_{amax}(kN.m) (Administration)	-13,15	-9.34
T(kn) (habitation)	-16,45	/
T(kn) (Administration)	-18,85	

III.3.2.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU

Dans notre cas il y'a deux types de ferraillages, ferraillage pour l'étage de l'administration et le ferraillage pour touts les étages de l'habitation et la terrase avec les moments maximaux.

Tableau III.10 : Armatures longitudinales.

		As_1 (cm²/ml)	As_2(cm²/ml)
Travée (habitation)	**calculée**	1,34	0,00
	choisi	2HA10 =1,57cm²	1HA10 = 0,79cm²
Appuis (habitation)	**calculées**	0,00	2,45
	choisi	2HA10 = 1,57 cm²	1HA10+2ChpHA12 = 3,05 cm²
Travèe (bureux)	**calculèe**	1,50	0,00
	choisi	2HA10 =1,57cm²	1HA10 = 0,79cm²
Appuis (Administration)	**calculèe**	0,00	2,95
	choisi	2HA10 =1,57cm²	1HA10+2ChpHA14 = 3,86 cm²

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

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

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

	Sollicitation à l'ELS (kN. m)		**Contraintes (MPa)**		**Contraintes admissible (MPa)**	**Vérification**
	$\mathbf{M_{tmax}}$	$\mathbf{M_{amax}}$	$\boldsymbol{\sigma_{btravée}}$	$\boldsymbol{\sigma_{bappui}}$	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$	
Habitation	5,99	-8,31	3,52	10 ,52	15	Oui
Administration	6,8	-9,34	10,52	11,21	15	oui

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

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

	T (kN)	T_u (MPa)	T_{adm} (MPa)	Vérification	ZN	ZC	At
Habitation	-16,45	1,14	3,33	oui	20	20	2HA4= 0,25
Administration	-18,85	1,31	3,33	oui	20	20	2HA4= 0,25

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

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

Habitation :

$M_0 = M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{8} = 11{,}31 kN.m.$

$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0{,}05 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{5{,}99}{15 \times 11{,}31} = 0{,}03$.

$\frac{A}{b \times d} = \frac{1{,}57}{8 \times 18} = 0{,}01 \leq \frac{3{,}6}{feE} = \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009.$

Administration:

$M_0 = M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{8} = 12{,}83 kN.m.$

$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0{,}05 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{6{,}8}{15 \times 12{,}83} = 0{,}035$.

$\frac{A}{b \times d} = \frac{1{,}57}{8 \times 18} = 0{,}01 \leq \frac{3{,}6}{feE} = \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009.$

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93

Tableau III.13 : Vérification de la flèche dans l'Etage de l'administration

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b [cm]	h [cm]	L [cm]	Mag [KN. M]	Mt [KN. M]	Mad [KN. M]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	[f'] [mm]	[f] [mm]	
8	20	4,50	-8,31		-1,5	1,57	0,79	6,2	9,00	Oui
				5,99						

Donc, la flèche est assurée

Tableau III.14 : Vérification de la flèche dans le les Etages d'habitation

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b [cm]	h [cm]	L [cm]	Mag [KN. M]	Mt [KN. M]	Mad [KN. M]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	[f'] [mm]	[f] [mm]	
8	20	4,50	-9,42		-1,7	1,57	0,79	7,3	9,00	Oui
				6,8						

Donc, la flèche est assurée

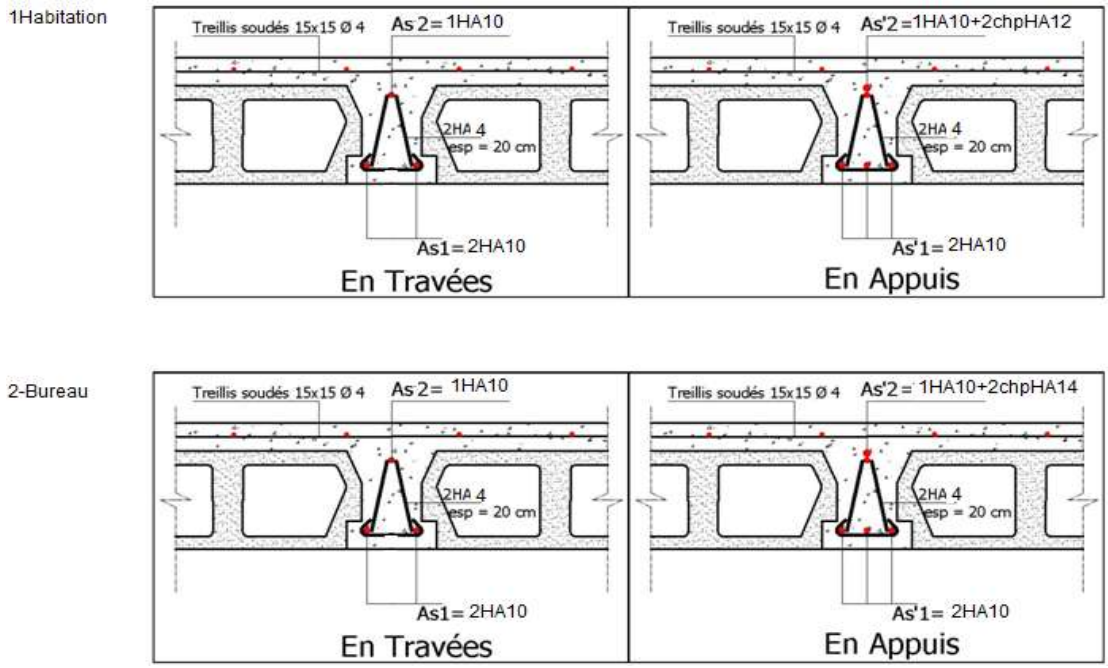
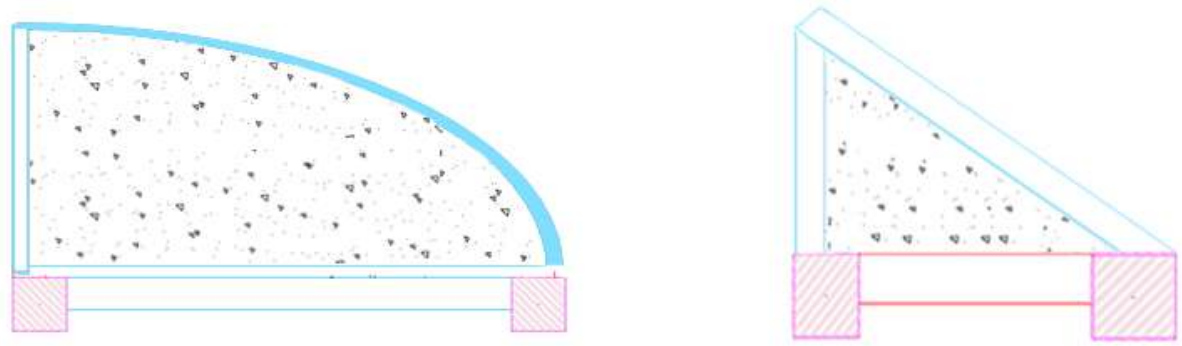


Figure III.10 : Dessin de Ferraillage de poutrelle.

III.4. Dalle pleine

III.4.1. Introduction :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont la largeur est supérieure
À l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue deux types de dalle pleine qui reposent sur 2et3 appuis.



Cas A Cas B

Figure III.11: types de dalles pleines.

III.4.2. Méthode de calcul :

Le calcule est fait par la méthode numérique en utilisant logiciel ETABS ; Expert BA

III.4.3. Calcul des dalles

1-Calcul de la charge totale

-Administation :		**-Habitation :**	
G = 7,35 KN/m²	P_u = 13,68 KN/m².	G = 6.91KN/m²	P_u = 11,58 KN/m².
Q = 1,5 KN/m²	P_{ser}= 9,85 KN/m².	Q = 1.5 KN/m²	P_{ser}= 8,41 KN/m².

III.4.4. Calcul du ferraillage à l'ELU

La dalle travail dans une seule direction dans le cas A et dans deux direction dans le cas B ($^{Lx}/_{Ly} = {}^{220}/_{220} = 1 > 0{,}4$)

- ✓ Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2,5 cm ; σb = 14,2 Mpa ; σs = 348 Mpa

Tableau III.15 : Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS.

	Sens x		Sens y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Travée (Cas A)	0,00	0,00	/	/
Appuis (Cas A)	-5,58	-4,04	/	/
Travée (Cas B)	0,00	0,00	0,00	0,00
Appuis (Cas B)	-4,26	-3,07	-3,44	-2,48

Tableau III.16 : les résultats du ferraillage à l'ELU.

			$As_1(cm^2/ml)$	$As_2(cm^2/ml)$
Sens X	Travée (Cas A)	**calculée**	1,75	0,00
		choisi	7HA8= 3,52	7HA8= 3,52
	Appuis (Cas A)	**calculées**	0,00	1,75
		choisi	7HA8= 3,52	7HA8= 3,52
	Travèe (Cas B)	**calculèe**	0,00	0,00
		choisis	7HA8= 3,52	7HA8= 3,52
	Appuis (Cas B)	**calculèe**	0,00	1,75
		choisis	7HA8= 3,52	7HA8= 3,52

Condition d'espacement :

St =100/7 =**14,28**cm≤ Min [3h=45 ; 33cm]=33cm …… condition vérifier

III.4.5. E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

- ✓ Max= 4.27 KN.m …… Le moment aux appuis

Tableau III.17 : Vérification des contraintes àL'E.L. S. [2]

		A (cm²)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	$\overline{\sigma b}\leq$ σ b	$\overline{\sigma s}\leq$ σs
Sens x	Appuis (Cas A)	3,52	-4,04	0,98	9,85	201.63	15	oui	oui
Sens x	Appuis (Cas B)	3,52	-3,07	0,75	7,48	201.63	15	oui	oui
Sens y	Appuis (Cas B)	3,52	-2,48	0,60	6,05	201.63	15	oui	oui

III.4.6. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.18 : Vérification de l'effort tranchant. [2]

	Section		Vérification al ELU			Tu < Tu adm
	b cm	e cm	Tu max KN	Tu Mpa	Tu adm Mpa	
(Cas A)	100	15	8,19	0.06	1.16	Vérifiée
(Cas B)	100	15	6,50	0.05	1.16	Vérifiée

III.4.7. Vérification de la flèche[selon le CBA9 B.6.2.13]

Tableau III.19 : Vérification de la flèche. [2]

	Dalle			Sollicitation à l'ELS	Armatures principales		flèche		Vérification
	L (m)	h (cm)	b (cm)	$M_{a\,x}$	As1 (cm²)	As2 (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	
(Cas A)	1,70	15	100	-3,07	3,52	3,52	0,3	8,8	Oui
(Cas B)	2,20	15	100	-2,74	3,52	3,52	0,3	8,8	Oui

III.5. Dalle machine

III.5.1. Introduction

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

III.5.2. Prédimensionnement de la dalle

On a deux condition à vérifiées :

- **Critère de résistance**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

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

Avec :L_x : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [L_{max}= 1,90 m]

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{1,90}{45} \leq e \leq \frac{1,90}{40} \quad \Longrightarrow \quad 4,20 \leq e \leq 4,75$$

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

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit :e ≥ 25cm , donc on prend e = 20 cm.

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

On a un type d'ascenseurs(Personnes), on étudie la dalle de monte personne qui supporte une machine.

- **Charges permanentes**

Tableau III.20 : Poids de la machine.

P(Kg)			
Poids Mort	**Masse de câble**	**Masse de contre de poid**	**Treuil en haut + moteur**
7331,4	32,5	1033,14	1200

- G = 29,98 kN/m².
- **Charges exploitations**

Q = 6 KN (8 personne)

Tableau III.15 : Détermination des charges.

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (KN)	P_{ser} (kN)
29,98	6	49,473	35,98

III.5.4. Détermination des sollicitations

Le calcule est fait par la méthode numérique en utilisant logiciel ETABS ; Expert BA

Tableau III.22 : Sollicitations de la dalle machine.

Cas	Mtx (kN.m)	Mty (kN.m)	Max (kN.m)	May (kN.m)
ELU	7,25	4,97	-7,14	-7,75

III.5.5. Calcul de ferraillage à L'ELU

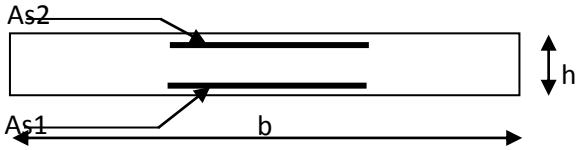


Figure III.12 : Section de calcul.

Tableau III.23 : Ferraillage à l'ELU(Sens X, Sens Y).

			As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)
Sens x	Travèe	Calculé	2,22	0
		Choisis	7HA8= 3,52	7HA8= 3,52
	Appuie	Calculé	0	2,22
		Choisis	7HA8= 3,52	7HA8= 3,52
Sens y	Travèe	Calculé	2,22	0
		Choisis	7HA8= 3,52	7HA8= 3,52
	Appuie	Calculé	0	2,22
		Choisis	7HA8= 3,52	7HA8= 3,52

III.5.6. Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau III.24 : Vérification des contraintes normales. Sens-X. [2]

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s ' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	5,27	0,73	15	Oui	8,17	8,17	201,63	Oui
Appui	-5,21	0,72		Oui	8,07	8,07		Oui

Tableau III.16 : Vérification des contraintes normales Sens-Y.

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	3,61	0,50	15	Oui	5,59	5,59	201,63	Oui
Appui	-5,66	0,78		Oui	8,77	8,77		Oui

III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.17 : Vérification des contraintes de cisaillement.

	T_u(kN)	Tmax	Tadm	Vérifiée
Sens X	34,53	0,19	1,16	Oui
Sens Y	23,86	0,14	1,16	Oui

III.5.8. Vérification de la flèche à L'ELS [2]

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

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{230} = 0{,}10 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{3{,}61}{20 \times 3{,}61} = 0{,}05.$$

$$\frac{A_x}{b \times dx} = \frac{3{,}52}{100 \times 17{,}5} = 0{,}0016 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$$

$$\frac{Ay}{b \times dy} = \frac{3{,}52}{100 \times 17{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$$

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

III.5.9. Vérification de Poinçonnement

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

Avec: P = max [P…..] = P1 = 1200 kg = 12 kN

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

Uc = 4h = 25x4 = 100 cm

P = 12 kN ≤ 0,045 x (1000) x (250) x $\frac{25}{1,5}$ = 187,5 kN

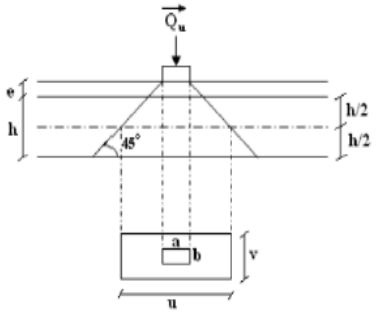


Figure III.5 : Vérification de poinçonnement.

III.6. Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer d'un niveau à un autre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

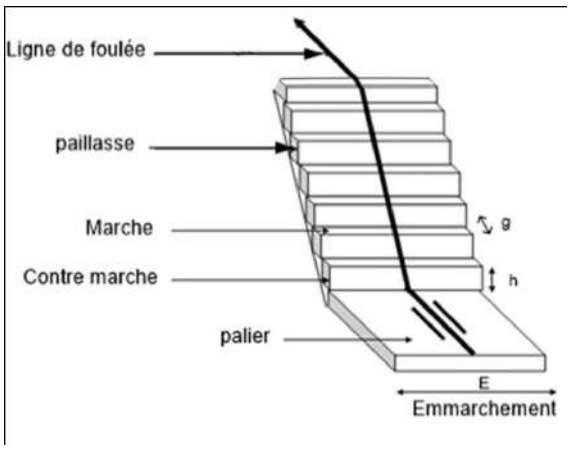


Figure III. 14. Forme de l'escalier

III.6.1. Dimensionnement

- L'inclinaison de la paillasse

tg α = H / L = 1,19 / 2,1 = 0,57

α = 29,54 °

- La longueur de la paillasse :

$L_{paillasse} = \frac{L1}{Cos\ 29,54} = \frac{2,1}{Cos\ 29,54} = 2,41m$

$L_{tot} = L_{Palier} + L_{paillasse} = 3,71\ m$

- L'épaisseur de la paillasse et palier :

Elle a une dalle portant sur deux côtés,

$$\frac{L}{35} \leq e_p \leq \frac{L}{30} \quad \Rightarrow \quad 10,60\ cm \leq e_p \leq 12,36\ cm$$

On adopte:**e_p=15cm**

- **Vérification de la formule de Blondel(Norme NP-11 19 111)**

59cm ≤ g+ 2h ≤ 66cm $\Longrightarrow$ g+2h =66cm (CV)

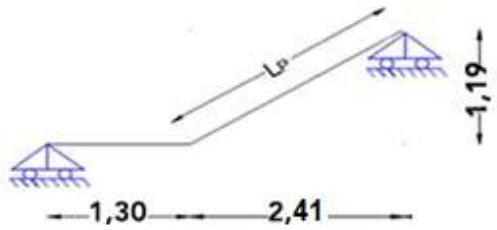


Figure III.15. Dimensions de l'escalier.

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

III.6.2.1. Charges permanentes

Tableau III.18 : Charges et surcharges du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de Sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Charge Permanente :			**G**	**5,45**

Tableau III.28 : Charges et surcharges de la paillasse de l'escalier.

N	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	0,15/cos (29,54°)	25	4,31
5	Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,125
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge Permanente :			**G**	**8,135**

III.6.2.2. Charges d'exploitation

- Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2,5 kN/m^2 *[DTR B.C.2.2 Art 7.2.1]*

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

Détermination des sollicitations

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

ELS = P_{ser} = G+Q

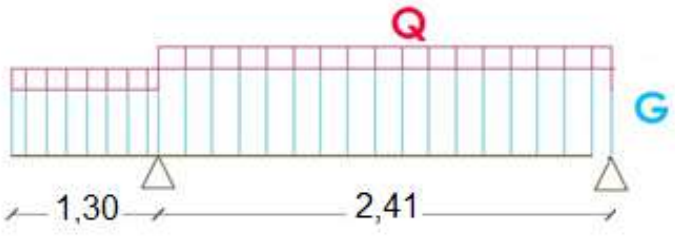


Figure III.6 :Chargement dans l'escalier.

Tableau III.19 : Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu	Pser
Palier	5,45	2,5	11,11	7,95
Paillasse	8,135	2,5	14,73	10,63

III.6.3. Détermination des efforts

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux Suivants :

Le calcul se fait pour une bande d 1m de largeur :

Pu = [1,35G+1,5Q] x1m

Pser = [G+Q] x1m

Tableau III.30 : Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS

Combinaison	ELU	ELS
M_0 (kN.m)	25,8	18,6
$M_{Travé}$(kN.m)	21,93	15,81
M_{Appui} (kN.m)	-12,9	-9,3
T_{max}(kN)	26,23	18,92

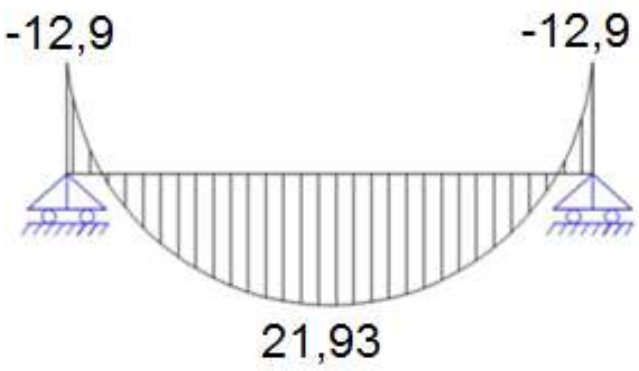


Figure III.17 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.

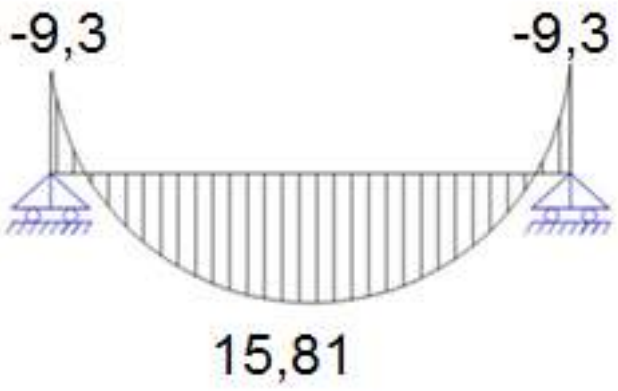


figure III.18:Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.

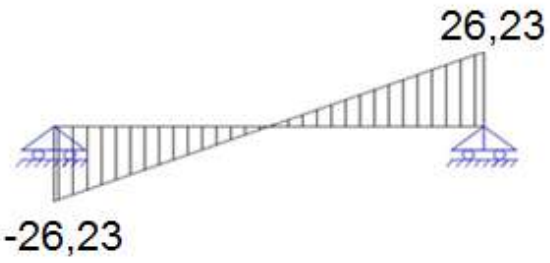


Figure III.19 : Diagramme des effort tranchants à l'ELU.

III.6.4. Calcul de ferraillage à l'ELU[2]

III.6.4.1. Armatures longitudinales

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

Tableau III.31 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

Position	Mu (kN.m)	$A_{calculé}$(cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	$\mathbf{A_{choisi}(cm^2)}$	$A_{rép}$=A/4(cm²)	$\mathbf{A_{choisi}(cm^2)}$
Travée	21,93	5,32	0,00	1,50	7HA12=7,92	1,98	7HA8=3,52
Appui	-12,9	0,00	3,07		7HA12=7,92	1,98	7HA8=3,52

Condition de non fragilité

On vérifier que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En Travée : $A = 7{,}92\ cm^2 \geq A_{min} = (15 \times \frac{100}{1000}) = 1{,}50\ cm^2$

En Appui : $A = 7{,}92\ cm^2 \geq A_{min} = (15 \times \frac{100}{1000}) = 1{,}50\ cm^2$

Tableau III.32 : Vérification de la section d'armatures.

	$\mathbf{A(cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}(cm^2)}$	$\mathbf{A \leq A_{min}}$
Travée	7,92	1,50	Vérifiée
Appuis	7,92	1,50	Vérifiée

III.6.4.2. Armatures de répartition[2]

Tableau III.20 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

Position	Armatures longitudinales $\overline{S}t$ = Min [3h ; 33 cm]	Armatures de répartitions $\overline{S}t$ =Min [4h ; 45 cm]	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Travée	St=15 cm ≤ $\overline{S}$t=33 cm	St=25cm ≤ $\overline{S}$t=45cm	3,33	0,21	Oui
Appuis	St=15 cm ≤ $\overline{S}$t=33 cm	St=25cm ≤ $\overline{S}$t=45cm			Oui

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

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

Tableau III.21 : Vérification des contraintes normales de l'escalier.

Position	Mser (kN.m)	A (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	15,81	7,92	6,53	15	Oui
Appui	-9,3	7,92	3,48	15	Oui

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

Tableau III.35 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier.

Section	**T(kN)**	**τ(MPa)**	**$\bar{\tau}$(MPa)**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**
100x15	26,23	0,21	3,33	Vérifiée

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

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

Tableau III.36. Vérification préliminaire de la flèche.

Elément	1èr condition			2éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e}$
Escalier	0,345	0,0425	CV	0,006	0,005	CNV

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

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

On a L= 3,71 m

Tableau III.22 : Vérification de la flèche

Section		Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Fléche		Vérification
b [cm]	h [cm]	Mag [KN. M]	Mt [KN. M]	Mad [KN. M]	As1 [cm^2]	As2 [cm^2]	[f′] [mm]	[**f**] [mm]	
100	15	-9,30		-9,30	7,92	7,92	4,2	7,4	Oui
			15,81						

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : **e = 15 cm.**

III.6.8. Poutre palière

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

III.6.8.1. Pré dimensionnement

Elle est pré dimensionné selon les deux formules suivantes :

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

Tableau III.23 : Pré dimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L = 1,30 cm ⇒ 8,66 cm ≤ h ≤ 13,00 cm. On adopte : h = 35 cm ⇒ 10,50 cm ≤ b ≤ 24,50 cm. On adopte : b= 30cm

Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm ; h = 35cm ≥ 30cm ; h/b = 1,16 ≤ 4,0 **Conditions vérifiées**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}083 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**

III.6.8.2. Evaluation des charges

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

Avec R_{AG}= 16 KN/ml et R_{AQ} = 5,11 kN/ml et L=1,30 m

Tableau III.39: Calcul des efforts de la poutre palière.

R_{AG} (kN)	R_{AQ} (kN)	G Poids Propre (kN)	L (m)	G (kN/ml)	Q (Kn/ml)	Pu	Pser	M^{max}_{appui}	M^{max} travée
16	5,11	2,625	5,10	14,32	3,93	25,23	18,25	-21,32	0,00

III.6.8.3. Calcul de ferraillage L'ELU

Tableau III.40 : Calcul de ferraillage de la poutre palière.

Position	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A'_{s1} (cm²)	A'_{s2} (cm²)
$A_{calculé}$(cm²)	0,00	0,00	0,00	1,93
A_{choisi}(cm²)	3 HA 12 = **3,39**	3 HA 12 = **3,39**	3 HA 12 = **3,39**	3 HA 12 = **3,39**

III.6.8.4. Vérification des armatures longitudinales selon les règlements

Tableau III. 41. Vérification du ferraillage selon les règlements

A_{totale}(cm²)	A_{min} [RPA](cm²)	A_{min} [CBA](cm²)	Vérification
3 HA12 + 3 HA12 =6,78	5,25	1,05	Vérifié

Ⅲ.6.8.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau III.24 : Vérification des contraintes normales.

Position	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Appuis	-15,42	3,33	15	Oui	152,30	34,33	400	Oui

Ⅲ.6.8.6. Vérificationdes contraintes de cisaillement à L'ELU

Tableau III.43 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T(kN)	**τ(MPa)**	**$\bar{\tau}$(MPa)**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**	ZN	∅	A_t
30x35	32,81	0,34	2,50	Vérifiée	10	8	**3HA8 = 1,51**

Ⅲ.6.8.7. Vérification de la flèche à L'ELS[2]

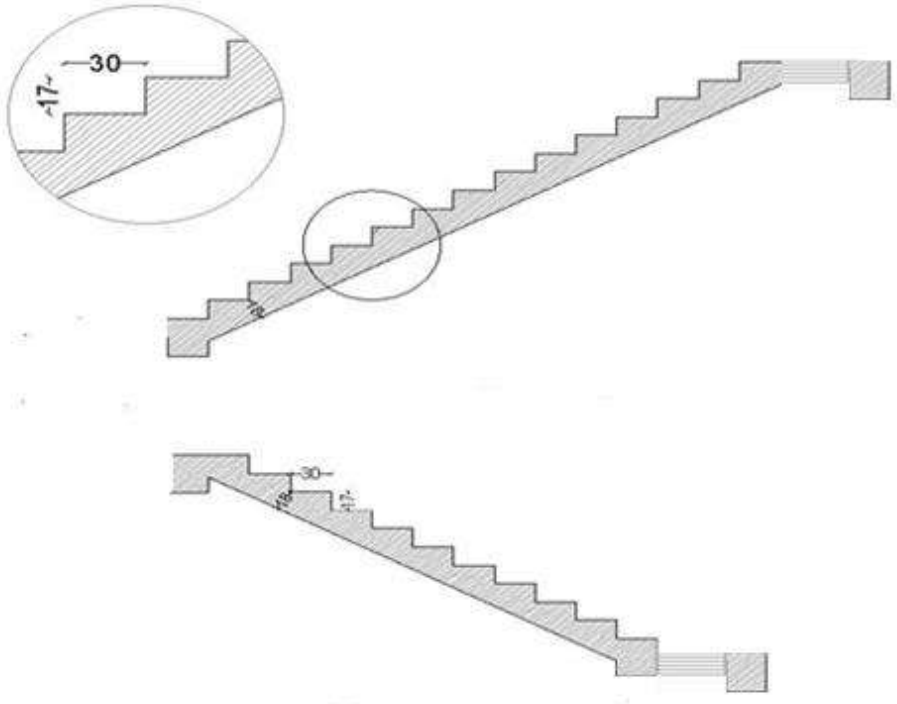
Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$M_0 = M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{8} = 36{,}30\text{kN.m}$.

$\frac{h}{l} = \frac{35}{130} = 0{,}26 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0$

$\frac{A}{b \times d} = \frac{3{,}39}{100 \times 32{,}5} = 0{,}001 \leq \frac{4{,}2}{feE} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01.$

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



.

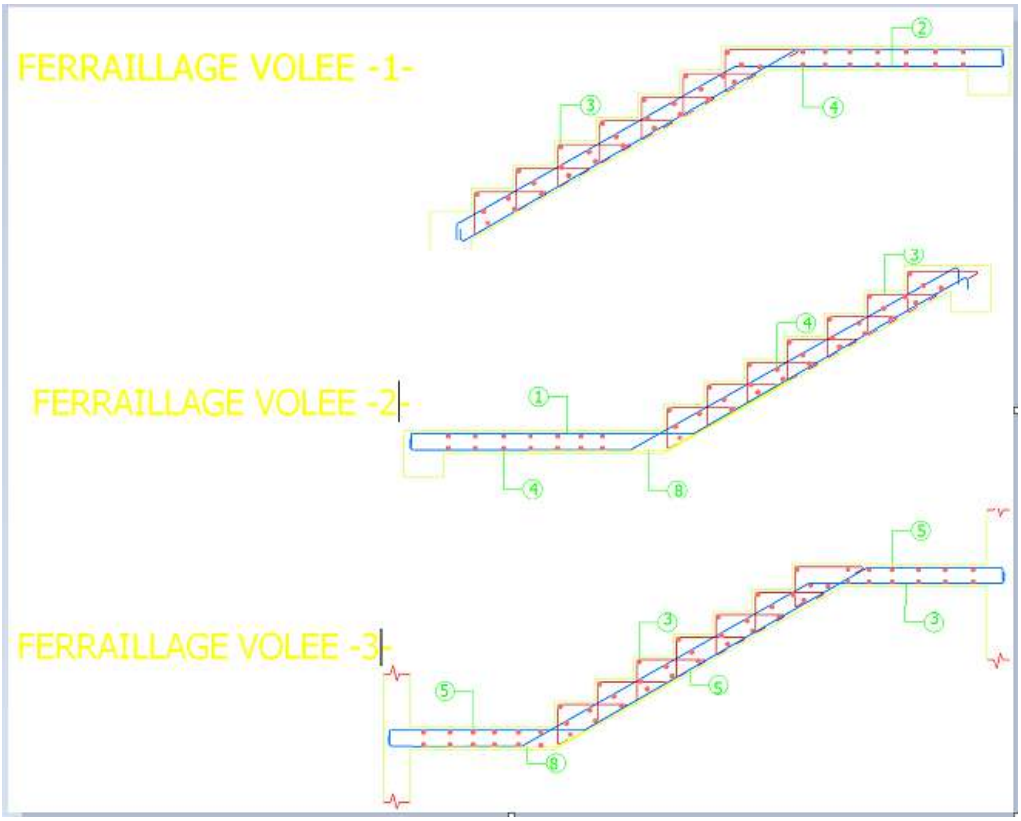
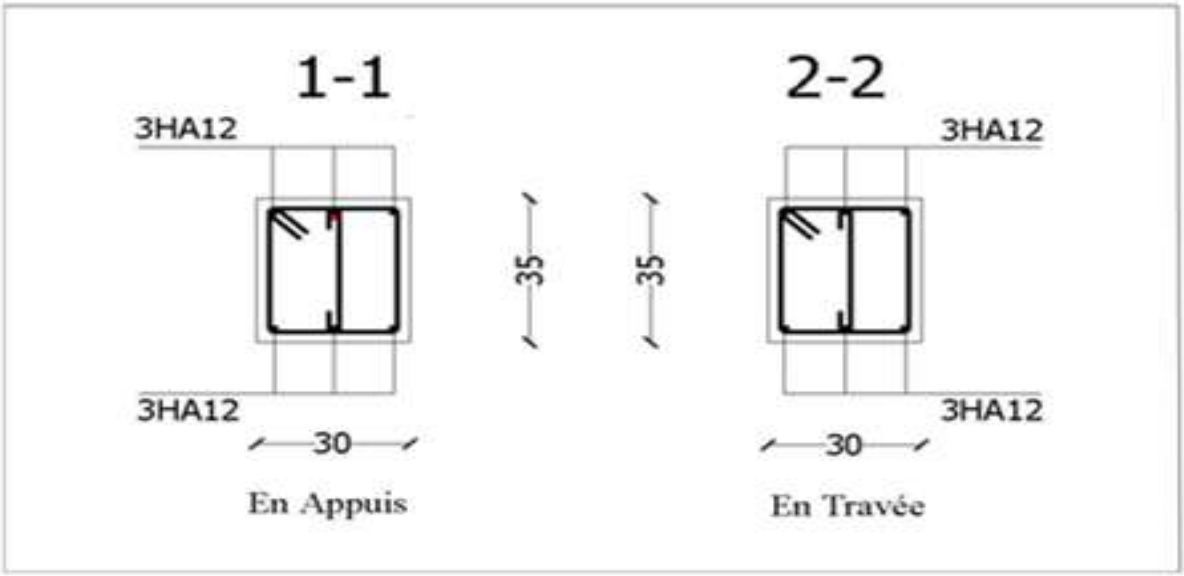


Figure III. 7 : Détail de ferraillage d'escalier.



. Figure III.24 : Détail de ferraillage de la poutre paliere.

IV.1. Introduction

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

IV.2. Caractéristique géométrique de la structure

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

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

IV.2.1.Centre de masse

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2.Centre de torsion

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

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

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

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2.1.Excentricité théorique

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

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

IV.2.2.2.Excentricité accidentelle

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

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

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

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1.Introduction

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

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 27,88m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2.Modélisation

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

- **Les hypothèses de conception des voiles**

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

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

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

IV.3.3.Analyse de notre structure

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

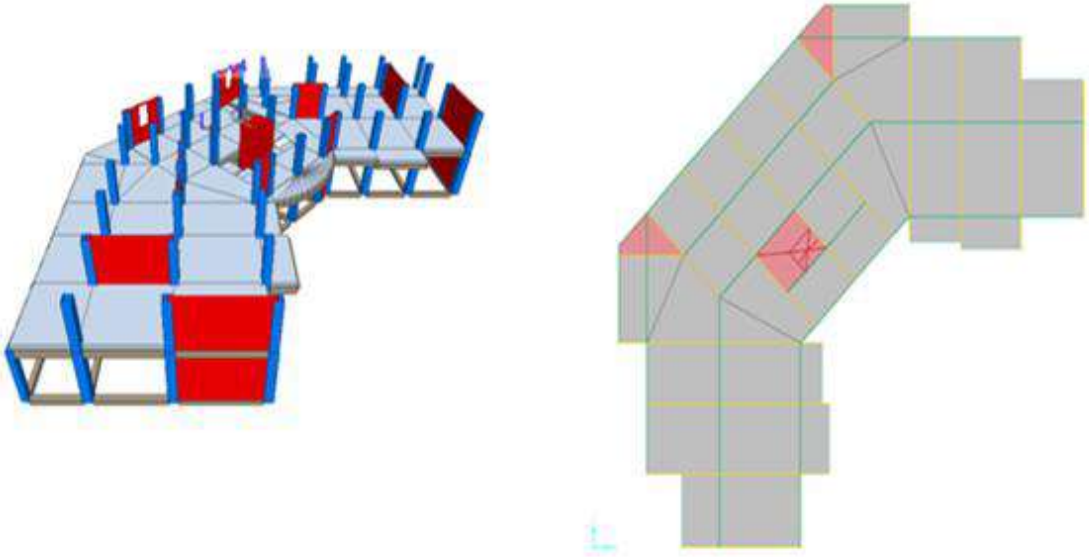


Figure IV.1 : Disposition des voiles (vue en plan et 3D).

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

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

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme	Niveau	Poids	Diaphragme	Niveau	Poids	Diaphragme	Niveau	Poids
G_ DIAPH_ 3.23	3,23	6762,497	G_ DIAPH_ 3.23	3,23	6762,497	G_ DIAPH_ 3.23	3,23	6762,497
DIAPH6	6,46	5951,822	DIAPH6	6,46	5951,822	DIAPH6	6,46	5951,822
DIAPH5	9,69	5542,054	DIAPH5	9,69	5542,054	DIAPH5	9,69	5542,054
DIAPH4	12,92	5478,950	DIAPH4	12,92	5478,950	DIAPH4	12,92	5478,950
DIAPH3	16,15	5415,846	DIAPH3	16,15	5415,846	DIAPH3	16,15	5415,846
DIAPH2	19,38	5418,942	DIAPH2	19,38	5418,942	DIAPH2	19,38	5418,942
DIAPH1	22,61	4269,680	DIAPH1	22,61	4269,680	DIAPH1	22,61	4269,680

IV.3.3.2.Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA 2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux direction 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 :
- **Excentricité admissible**

Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 4,40 m.

Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 4,17 m

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

- **Dimensions du bâtiment**

Longueur du bâtiment = 29,35 m.

Largeur du bâtiment = 27,80 m.

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
G_ DIAPH_ 3.23	3,23	1,885	2,956	Ok
DIAPH6	6,46	2,449	2,863	Ok
DIAPH5	9,69	2,501	3,010	Ok
DIAPH4	12,92	2,587	3,093	Ok
DIAPH3	16,15	2.658	3,179	Ok
DIAPH2	19,38	2,717	3,251	Ok
DIAPH1	22,61	2,694	3,185	Ok

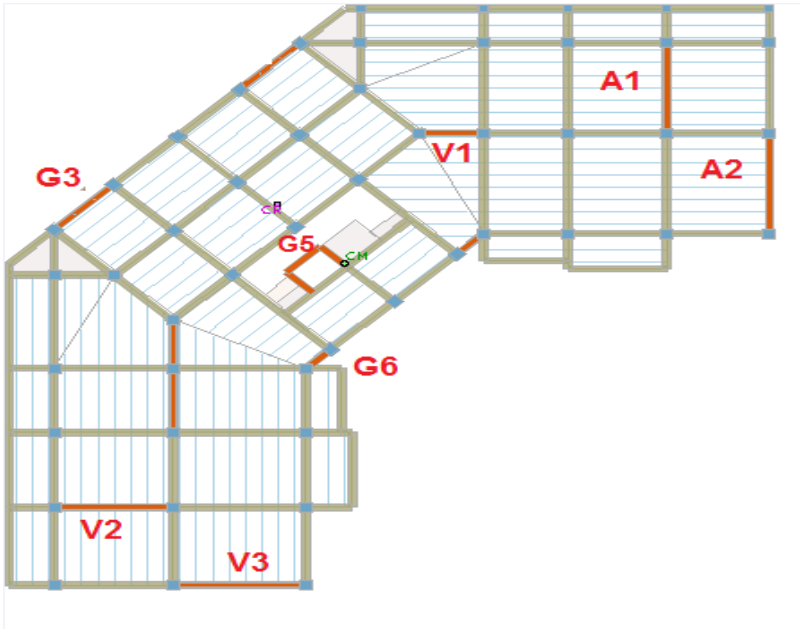


Figure IV.2 : Centre de masse et centre de rigidité.

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1.Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pastoutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, et la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

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

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

IV.4.2.1.Principe de la méthode

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

IV.4.2.2.Modélisation

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

IV.4.2.3.Le spectre de réponse de calcul

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

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

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

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

(Zone III, groupe d'usage 02) ⇒A=0,25

b) Facteur de correction d'amortissement η

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

c) Coefficient de comportement R

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

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

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles(%)
A_ DIAPH_ 22,61	100	62,388	37,612
B_ DIAPH_ 19,38	100	64,383	35,617
C_ DIAPH_ 16,15	100	65,207	34,793
D_ DIAPH_ 12,92	100	68,159	31,841
E_ DIAPH_ 9,69	100	68,662	31,338
F_ DIAPH_ 6,46	100	71,348	28,652
G_ DIAPH_ 3,23	100	73,928	26,072

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

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz(%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles(%)
A_ DIAPH_ 27,88	100	59,755	40,245
B_ DIAPH_ 23,46	100	61,737	38,263
C_ DIAPH_ 19,55	100	62,571	37,429
D_ DIAPH_ 15,64	100	65,540	34,460
E_ DIAPH_ 11,73	100	66,049	33,951

F_ DIAPH_ 7,82	100	68,879	31,121
G_ DIAPH_ 3,91	100	71,620	28,380

d) Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

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

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

Tableau IV.5 : Facteur de qualité.

Critère (q)	**Suivant X**		**Suivant X**	
	Observé	**Valeur**	**Observé**	**Valeur**
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,10		0,10	
Q	1,10		1,10	

IV.4.3.Résultats de l'analyse dynamique

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

Analyse modale.

-Comportement modal.

-Participation massique (dissipation d'énergie).

Analyse statique et dynamique.

Stabilité de la structure.

-Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

-Vérification de la stabilité au renversement.

-Vérification du déplacement en tête.

-Vérification des déplacements inter-étage.

-Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments.

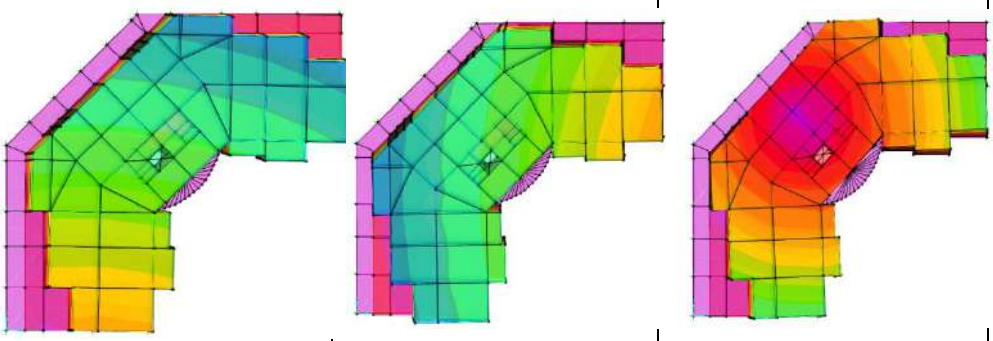
-Vérification de cisaillement des éléments.

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

IV.4.3.1.Analyse modale

IV.4.3.1.1.Comportement modal

Tableau IV.6 : Comportement des trois premiers modes.

Modes	1	2	3
Période (s)	0,555	0,466	0,347
Participation massique suivant X	60,00	0,69	4,59
Participation massique suivant Y	1,81	59,78	3,31
Participation massique suivant Z	3,66	4,41	54,14
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

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

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit

être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.7 : Comportement des modes retenir.

Mode N°	Période (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0,555019	0,60001	0,01808	0,03661
2	0,465563	0,60696	0,61584	0,08069
3	0,347313	0,65289	0,6489	0,6221
…	..	..	…	..
56	0,063737	**0,91588**	0,86026	0,85923
	…	**…**	**…**	…
70	0,052635	0,92085	**0,90923**	0,86367
…	…	…	…	…
137	0,035602	0,95219	0,9332	0,87532
138	0,035061	0,96248	0,93677	**0,94412**
Σ T (s)	**9,22**			

- **Commentaire**

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 138ème mode avec un temps égale à « T= 9,22 sec »,

IV.4.3.2.Analyse statique et dynamique

IV.4.3.2.1.Stabilité de la structure

a)Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4,3,6 »),

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée,

Donc, il faut vérifier que :

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

b)Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4,2,3 »),

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, (Zone III, Groupe 02) $\Rightarrow$ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 22{,}61}{\sqrt{29{,}35}} = 0{,}376 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 22{,}61}{\sqrt{27{,}80}} = 0{,}485$$

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

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

Q : Facteur de qualité, $Q_x = Q_y = 1{,}10$

W : Poids total de la structure,

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0{,}2 \quad , J = 0{,}2 \quad \Rightarrow \quad W = 38839{,}790\ \text{kN}$$

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

$\mathbf{A}$	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	$\mathbf{R}$	$\mathbf{W(kN)}$
0,25	2,205	2,205	1,10	1,10	3,5	38839,790

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

$$Edx = 6070{,}980kN \quad , \quad Edy = 5594{,}319kN$$

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

	$\mathbf{Ed(kN)}$	$\mathbf{V\ (kN)}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0,8}$
Sens X	6070,980	6715,68	0,904	CV
Sens Y	5594,319	6715,86	0,833	CV

c)Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau,

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

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

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

On a: $T_x = 0{,}376 \text{ sec}$, $T_y = 0{,}485 \text{ sec}$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

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

Hi (m)	**Wi (kN)**	**Wi*Hi (kN,m)**	**F_{ix} (kN)**	**F_{iy} (kN)**	**MR_{ix} (kN,m)**	**MR_{iy} (kN,m)**	**MS_{ix} (kN,m)**	**MS_{iy} (kN,m)**
22,61	4269,68	96537,46	9844,08	1236,96	1139,84	27967,65	58494,62	66265,43
19,38	5418,94	105019,1	10708,97	1345,64	1239,98	26078,45	74672,99	83343,30
16,15	5415,85	87465,98	8919,04	1120,72	1032,73	18099,68	74630,41	83295,77
12,92	5478,95	70788,03	7218,37	907,03	835,81	11718,77	75499,93	84321,04
9,69	5542,05	53702,46	5476,13	688,10	634,08	6667,73	76369,45	85347,57
6,46	5951,82	38448,76	3920,68	492,65	453,97	3182,54	82135,12	92253,21
3,23	6762,50	96537,46	2227,35	279,88	257,90	904,01	89265,00	104413,00
Somme		**548499,25**	/	/	**94618,830**	**87189,860**	**531067,52**	**599239,32**

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

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

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{531067{,}52}{94618{,}830} = 5{,}613 \geq 1{,}5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{599239{,}32}{87189{,}860} = 6{,}873 \geq 1{,}5 \quad \text{CV}$$

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

d)Vérification du déplacement en tête

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

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

Avec :

R = Coefficient de comportement = 3,5

δ = déplacement théorique

H = hauteur totale du bâtiment,

Tableau IV,11 : Vérification du déplacement en tête,

Sens	**δ cm**	**R**	**R x δ cm**	**H m**	$\frac{\mathbf{H}}{\mathbf{250}}$ **cm**	**Vérification**
X	1,76	3,5	6,16	22,61	9,04	Oui
Y	1,66	3,5	5,82			Oui

e)Vérification des déplacements inter-étage : (RPA2003 « Art 4,4,3 »),

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique,

R : Coefficient de comportement,

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

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

Selon l'article 5,10 de le RPA2003, le déplacement horizontal relatifd'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissibleΔ_{adm}

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

h_e : La hauteur d'étage k

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

Niveau	$\mathbf{h_e(m)}$	$\boldsymbol{\delta_X}$ **(cm)**	$\mathbf{R, \delta_X}$ **(cm)**	$\boldsymbol{\Delta_X}$ **(cm)**	$\boldsymbol{\Delta_{adm}}$ **(cm)**	$\boldsymbol{\Delta_k \leq \Delta_{adm}}$
22,61	3,23	3,326	11,641	1,981	3,23	CV
19,38	3,23	2,760	9,660	2,082	3,23	CV
16,15	3,23	2,165	7,758	2,111	3,23	CV
12,92	3,23	1,562	5,467	1,991	3,23	CV
9,69	3,23	0,993	3,476	1,772	3,23	CV
6,46	3,23	0,501	1,754	1,236	3,23	CV
3,23	3,23	0,148	0,518	0,518	3,23	CV

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

Niveau	$\mathbf{h_e(m)}$	$\boldsymbol{\delta_Y}$ **(cm)**	$\mathbf{R, \delta_Y}$ **(cm)**	$\boldsymbol{\Delta_Y}$ **(cm)**	$\boldsymbol{\Delta_{adm}}$ **(cm)**	$\boldsymbol{\Delta_k \leq \Delta_{adm}}$

22,61	3,23	2,099	7,347	1,292	3,23	CV
19,38	3,23	1,730	6,055	1,333	3,23	CV
16,15	3,23	1,349	4,722	1,330	3,23	CV
12,92	3,23	0,969	3,392	1,243	3,23	CV
9,69	3,23	0,614	2,149	1,057	3,23	CV
6,46	3,23	0,312	1,092	0,738	3,23	CV
3,23	3,23	0,101	0,354	0,354	3,23	CV

IV.4.3.2.2.Résistance des éléments

a)Vérification de cisaillement des éléments,

Les poutres

Selon CBA93 Art A,5,1 On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\tau = \frac{V_u}{b_0 ,d}$

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

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

Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des poutres,

Eléments	Section	V_u(kN)	Combinaison	Type defissuration	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres Principale	30x40	180,21	G+Q+Q_1+ Edx	F préjudiciable	1,6	3,26	CV
Poutres secondaire	30x35	96,42	G+Q+Q_1+ Edx	F préjudiciable	0,99	4,35	CV
Poutres Paliere	30x35	11,46	G+Q+Q_1+ Edx	F préjudiciable	0,12	3,26	CV
Chainages	30x30	34,51	G+Q+Q_1+ Edx	F préjudiciable	0,42	3,26	CV
Longrines	30x30	27,79	1,35G+1,5Q_1+1,5Q	F préjudiciable	0,34	2,50	CV

- **Commentaire**

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

Les poteaux

D'appris (RPA2003 « Art 3,4,b »), On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales, Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global,

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

- **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: $\bar{\tau} = 0{,}2\ , f_{c28}$

Tableau IV,15 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X**,**

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	V1	25	2,35	808,78	G+Q+Q1+EdX	2,141	5	CV
	V2	25	4,35	1294,74	G+Q+Q1+EdX	1,852	5	CV
	V3	25	4,85	1389,48	0,8,G+EdX	1,783	5	CV

Remarque : On était obligé de redimensionner l'epaisseur des voiles (a cause de l'écrasement des voiles) ,Alors on a augmenté l'epaisseur 15cm==> 25cm

Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des voiles incliné**,**

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant	G1	25	1,02	426,14	G+Q+Q1+EdX	2,595	5	CV
	G2	25	1,02	422,57	G+Q+Q1+EdX	2,574	5	CV
	G3	25	3,14	1116,39	G+Q+Q1+EdX	2,216	5	CV

I	G4	25	1,37	151,86	G+Q+Q1+EdX	0,691	5	CV
	G5	25	1,02	327,66	G+Q+Q1+EdX	1,996	5	CV
	G6	25	1,3	141,58	0,8,G+EdX	0,679	5	CV

Tableau IV,17 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y**,**

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	A1	25	2,35	840,68	G+Q+Q1+EdY	2,226	5	CV
	A2	25	4,85	1298,49	G+Q+Q1+EdX	1,666	5	CV

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

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c, f_{c28}} \leq 0{,}3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Remarque : Dans le niveau de RDC on était obligé de redimensionner les sections des poteaux(l'écrasement des poteaux) ,Alors on a augmenté la section 45x45 cm^2==> 50x50cm^2

Sens X :

Tableau IV,18 : Vérification de l'effort normal réduit sens X,

Niveaux	Eléments	$B_c(cm^2)$	N_d(kN)	combinaison	ν	$\nu \leq 0,3$
5ème	POT 35x35	1089,00	348,27	G+Q+EdX	0,128	Section vérifiée
4ème	POT 35x35	1089,00	543,04	G+Q+EdX	0,199	Section vérifiée
3ème	POT 40x40	1444,00	743,23	G+Q+EdX	0,206	Section vérifiée
2ème	POT 40x40	1444,00	972,99	G+Q+EdX	0,27	Section vérifiée
1ème	POT 45x45	1849,00	1200,61	G+Q+EdX	0,26	Section vérifiée
RDC	POT 35x35	1089,00	545,90	G+Q+EdX	0,201	Section vérifiée
	POT 50x50	2304,00	1349,42	G+Q+EdX	0,234	

- **Commentaire**

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

Sens Y :

Tableau IV,19 : Vérification de l'effort normal réduit sens Y,

Niveaux	Eléments	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	combinaison	ν	$\nu \leq 0,3$
5ème	POT 35x35	1089,00	346,01	G+Q+EdX	0,127	Section vérifiée
4ème	POT 35x35	1089,00	542,77	G+Q+EdX	0,199	Section vérifiée
3ème	POT 40x40	1444,00	744,19	G+Q+EdX	0,206	Section vérifiée
2ème	POT 40x40	1444,00	944,92	G+Q+EdX	0,262	Section vérifiée
1ème	POT 45x45	1849,00	1146,66	G+Q+EdX	0,248	Section vérifiée
RDC	POT 35x35	1089,00	559,82	G+Q+EdX	0,206	Section vérifiée
	POT 50x50	2304,00	1358,67	G+Q+EdX	0,236	

- **Commentaire**

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

c)Vérification de l'effet P-Δ

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

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

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

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

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

h_k :Hauteur de l'étage " k ",

Tableau IV.20 : Vérification de l'effet P-Δ,

Niveau (m)	P_k kN	Δ_{kx} cm	Δ_{ky} cm	V_{kx} cm	V_{ky} kN	h_k cm	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0,1$
22,61	4269,68	2,79	1,71	1097,02	1098,31	323	0,034	0,021	CV
19,38	5418,94	2,85	1,74	1193,4	1194,81	323	0,04	0,024	CV
16,15	5415,85	2,79	1,7	993,93	995,1	323	0,047	0,029	CV
12,92	5478,95	2,57	1,55	804,41	805,36	323	0,054	0,033	CV
9,69	5542,05	2,16	1,3	610,26	610,98	323	0,061	0,037	CV
6,46	5951,82	1,51	0,88	436,92	437,43	323	0,064	0,037	CV
3,23	6762,5	0,62	0,42	248,22	248,51	323	0,052	0,035	CV

- **Commentaire**

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

IV.5. Conclusion

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV,16 : Dimensionnement finales des éléments,

Eléments	Section initiale	Section choisie	Eléments		Section initiale	Section choisie
PoutresPricipales	30x40	30x44	**Poteaux**	6 eme Etage	35x35	35x35
Poutres secondaire	30x35	30x35		5 eme Etage	35x35	35x35
Poutres paliere	30x35	30x35		4 eme Etage	35x35	35x35
Poutre Chainage	30x30	30x30		3 eme Etage	40x40	40x40
Longrines	30x30	**30x30**		2eme Etage	40x40	40x40
Voiles ascenseur	15xL	25xL		1ere Etage	45x45	45x45
Voile de contreventement	15xL	**25xL**		RDC	35x35	35x35
					45x45	**50x50**

V.1. Introduction

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

- **Combinaisons données par le CBA93 :**
- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1,35G + 1,5Q
- ELU (situation accidentelle) : G+Q±E
- **Combinaisons données par le RPA99v2003 :**
- G+Q±E
- 0,8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

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

V.2.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC[1]

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

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

Elément	(**bxh**) cm²	M_t kN.m	Combinaison	A_{S1}	A_{S2}	M_a kN.m	Combinaison	A_{S1} Cm²	A_{S2} Cm²
Poutres principales	30x40	45,43	1,35G+1,5Q	3,63	0,00	-160,408	G+Q+Edx	0,00	14,59

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

Elément	(**bxh**) cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	Combinaison	A_{S1} Cm²	A_{S2} Cm²	A_{S1} Cm²	A_{S2} Cm²
Poutres secondaires	30x35	/	-127,97	G+Q+Edx	10,87	0,00	0,00	13,68

Tableau V.3 : La section choisie d'armatures des poutres principales

Elément	$A_{calculée}$ Travée (cm²)		$A_{calculée}$ Appui (cm²)		A choisie Travée (cm²)		A choisie Appui (cm²)	
	As1	**As2**	**As1**	**As2**	**As1**	**As2**	**As1**	**As2**
Poutres principales	3,63	0,00	0,00	14,59	3HA16 = 6,03cm²	3HA16 = 6,03cm²	3HA16 = 6,03cm²	3HA16+5 chapHA16 = 16,08cm²

Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres secondaires

Elément	$A_{calculée}$ Appui (cm²)		$A_{calculée}$ Appui (cm²)		A choisie Travèe (cm²)		A choisie Appui (cm²)	
	As1	**As2**	**As1**	**As2**	**As1**	**As2**	**As1**	**As2**
Poutres secondaire	10,87	0,00	0,00	13,68	3HA16 = 6,03cm²	3HA16 = 6,03cm²	3HA16+6 chapHA14 = 15,27cm²	3HA16+6 chapHA14 = 15,27cm²

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

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

Tableau V.5 : Vérification des contraintes normales des poutres. [2]

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	**Vérifiée**	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	**Vérifiée**
Poutres principales	Appui	-72,3968	6,92	15	Oui	137,23	87,77	201,63	Oui
	Travée	32,6377	4,17	15	Oui	157,93	47,79	201,63	Oui
Poutres secondaire	Appui	-28,181	2,61	15	Oui	/	/	/	/
	Travée	20,1326	3,21	15	Oui	/	/	/	/

$\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$ est vérifiée donc on ne doit pas recalculer la section d'armature à l'ELS :

Sections minimale :

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

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

Tableau V.6 : Vérification sections d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres Principale	6,03+6,03=12,06	16,08+6,03=22,11	6,00	1,2	Oui
Poutres secondaire	6,03+6,03=12,06	15,27+15,27=30,54	5,25	1,05	Oui

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

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

Tableau V.7: Vérification des contraintes de cisaillement des poutres.

Elément	T(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres Principale	113,856	0,99	3,26	Vérifiée
Poutres secondaire	-40,88	0,41	2,50	Vérifiée

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

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

Tableau V.8 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres Principale	0,09	0,625	CNV	0,09	0,08	CNV	0,013	0,0105	CV
Poutres secondaire	0,08	0,625	CNV	0,08	0,08	CNV	0,014	0,0105	CV

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

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

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	**h**	**L**	**$M_{a.g}$**	**$M_{travée}$**	**$M_{a.d}$**	**As_1**	**As_2**	**[f]**	**[f_{adm}]**	
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		**Oui**
30	45	4,85	-49,19	32,63	-44,78	6,03	6,03	1,7	9,7	

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

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	**h**	**L**	**$M_{a.g}$**	**$M_{travée}$**	**$M_{a.d}$**	**As_1**	**As_2**	**[f]**	**[f_{adm}]**	
cm	cm	m	kN.m			cm^2		mm		**Oui**
30	45	3,10	0,00	20,1326	-22,08	6,03	6,03	0,6	6,20	

La flèche est vérifiée dans les deux types des poutres (principale et secondaire)

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres[1]

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

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

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

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

Elément	τ_u(MPa)	$S_{calculée}$			$S_{adoptée}$(cm)		$A_{t\ choisie}$ cm^2
		CBA	RPA		S(ZN) cm	S′(ZC) cm	
			ZN	ZC			
Poutres Principale	0,99	76,03	10	22,50	10	15	4HA8 = 2,01
Poutres secondaire	0,41	55,85	10	22,50	10	15	4HA8 = 2,01

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

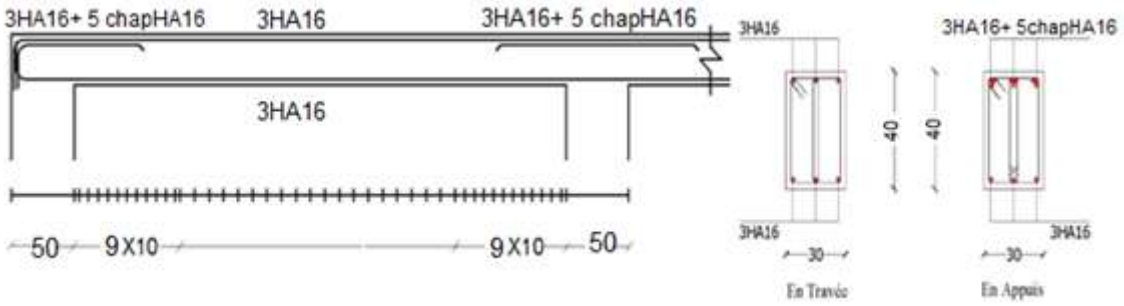


Figure V. 1 : Dessin de ferraillage des poutres principales.

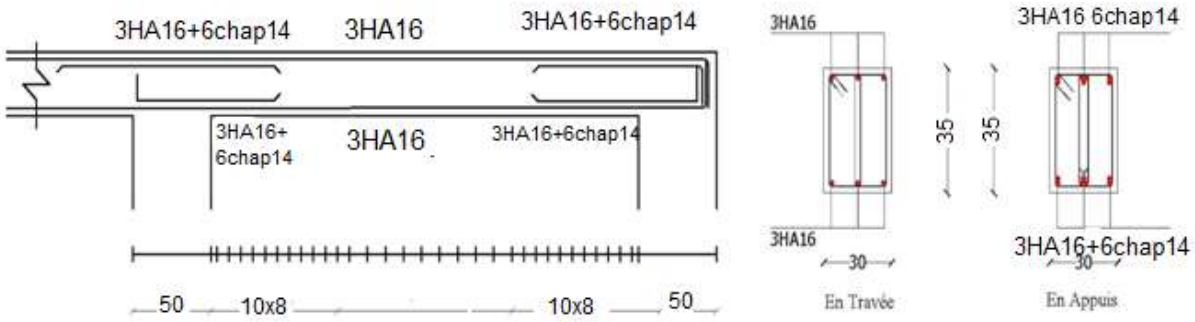


Figure V. 2 : Dessin de ferraillage des poutres secondaire.

V.3. Ferraillage des poteaux

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

V.3.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC[1]

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 »

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

Leur pourcentage est limité en zone III par :

$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b*h} \leq 3\%$ (Zone courante) ; $0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b*h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement)

Le diamètre minimum est de 12 mm.

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

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

20 cm en zone III.

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

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

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

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

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

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

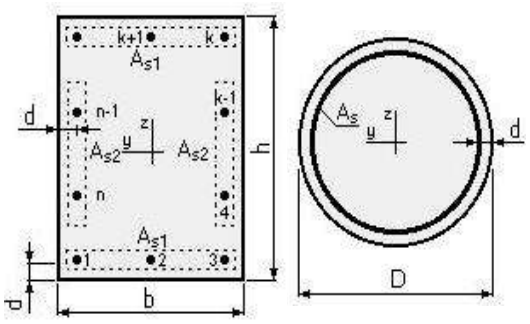


Figure V.3 : Les sections des poteaux.

Tableau V.12 : La section d'armatures des poteaux.

Dim	Cas	N kN	$M_{x\,corr}$ kN.m	$M_{x\,corr}$ kN.m	Ax cm^2	Ay cm^2	A_{min} (RPA) cm^2	A choisie cm^2
50x50	Nmax ->Mcorr	1516,87	0,27	-7,6745	5 ,00	3,00	22,50	12HA16= 24,13
	Mmax ->Ncorr	1184,724	22,801	5,450	5 ,00	3,00		
	Nmin ->Mcorr	226,338	4,246	1,446	5,00	3,00		
45x45	Nmax ->Mcorr	1269,802	-0,817	7,0988	4,50	2,70	18,225	4HA16+ 8HA14 = 20,36
	Mmax ->Ncorr	894,377	37,057	2,1521	4,50	2,70		
	Nmin ->Mcorr	106,474	12,544	4,414	4,50	2,70		
40x40	Nmax->Mcorr	1017,702	11,5927	-5,414	4,00	2,40	14,40	12HA14 = 18,47
	Mmax ->Ncorr	547,524	16,015	37,0151	4,00	2,40		
	Nmin ->Mcorr	290,401	-2,919	-8,566	4,00	2,40		
35x35	Nmax ->Mcorr	586,14	8,889	-8,069	3,50	2,10	11,025	8HA14 = 12,32
	Mmax ->Ncorr	25,834	-30,224	-2,667	5,32	0,28		
	Nmin ->Mcorr	25,834	-30,224	-2,667	5,32	0,28		

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

Tableau V.13 : Vérification des contraintes normales des poteaux.

Dim	Cas	N KN	$M_{x\,corr}$ Kn.m	$M_{x\,corr}$ Kn.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ'_s MPa	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
50x50	Nmax->Mcorr	1109,255	0,202	-5,876	4,19	0,00	61,92	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	864,047	16,519	3,763	3,88	0,00	55,58	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	164,986	3,1724	1,062	0,75	0,00	10,79	Vérifiée
45x45	Nmax ->Mcorr	929,932	-0,5643	5,803	4,37	0,00	64,24	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	655,656	26,967	1,542	4.40	0,00	60,80	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	77,861	9,069	3,245	1,09	5,43	13,72	Vérifiée
40x40	Nmax ->Mcorr	744,996	3,848	-13,371	5,51	0,00	77,22	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	403,71	-6,994	-21,728	4,43	0,00	58,90	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	213,456	-2,077	-6,343	1,80	0,00	24,86	Vérifiée
35x35	Nmax->Mcorr	429,038	6,792	-5,919	4,63	0,00	62,71	Vérifiée
	Mmax ->Ncorr	18,429	-22,032	-1,983	4,95	143,26	54,77	Vérifiée
	Nmin ->Mcorr	18,429	-22,032	-1,983	4,95	143,26	54,77	Vérifiée

V.3.3. Armatures transversales

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

Tableau V.14: La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu	λ_g	ρ	$S_t$cal CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,ch}(cm^2)$
50x50	119,70	6,46	2,5		Nodale	10	4HA8= 2,01
					Courante	15	4HA8=2,01
45x45	50,83	7,17	2,5	13,54	Nodale	10	4HA8= 2,01
					Courante	15	4HA8=2,01
40x40	73,1	8,75	2,5	18,87	Nodale	10	4HA8=2,01
					Courante	15	4HA8=2,01
35x35	80,188	9,22	2,5	25,73	Nodale	10	4HA8=2,01
					Courante	15	4HA8=2,01

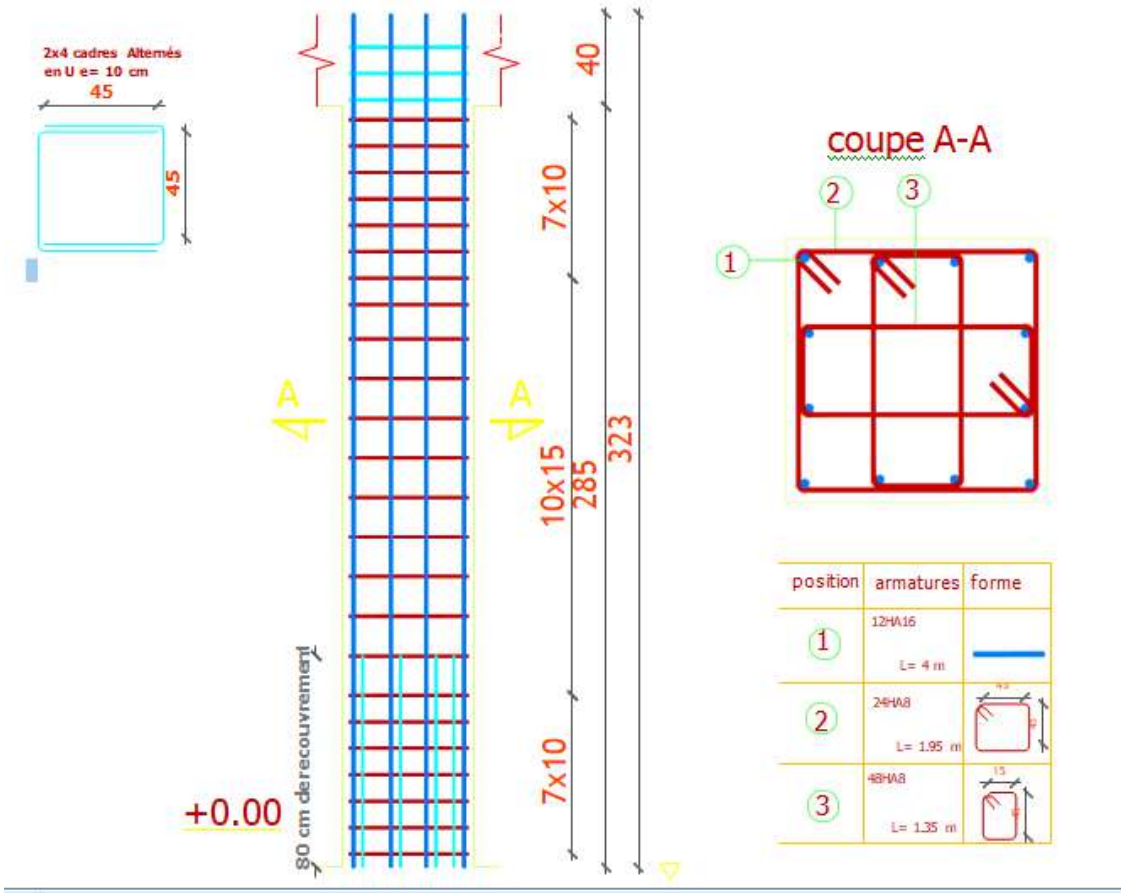


Figure V.4 : Detail de ferraillage de Poteaux (50x50)

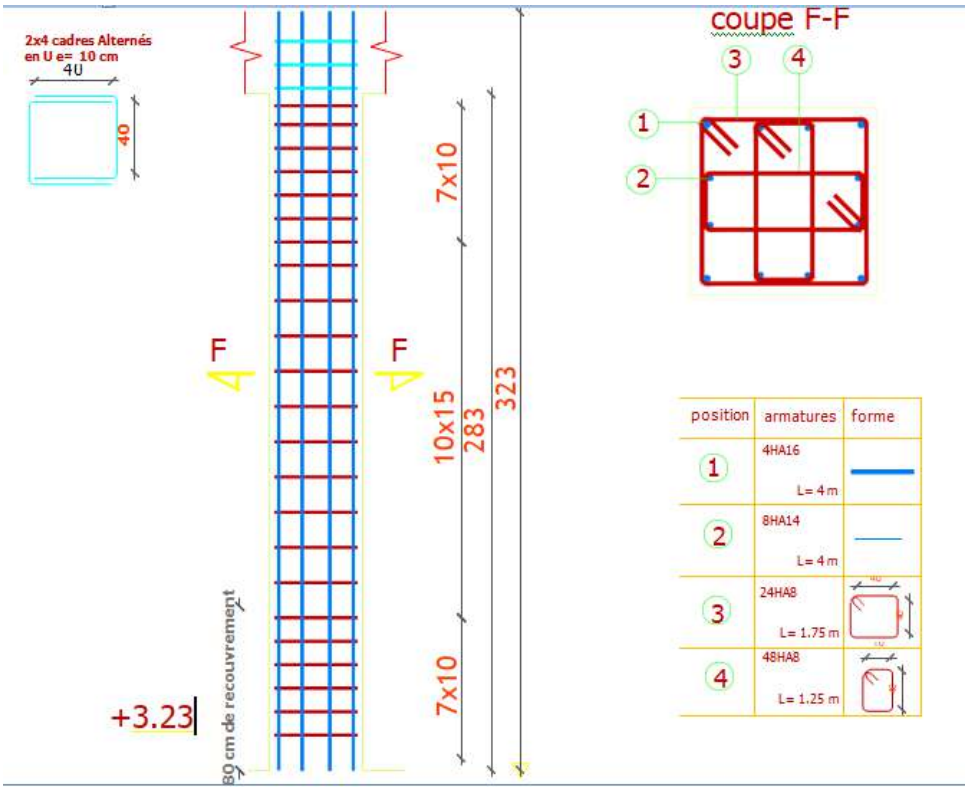


Figure V.5 : Detail de ferraillage de Poteaux (45x45)

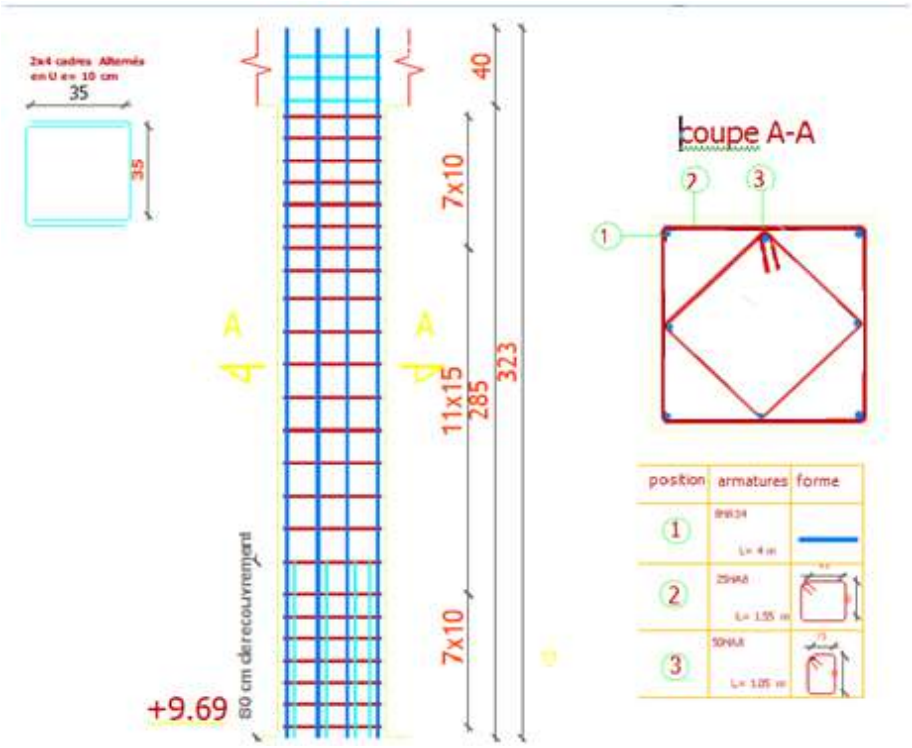


Figure V.6 : Detail de ferraillage de Poteaux (40x40)

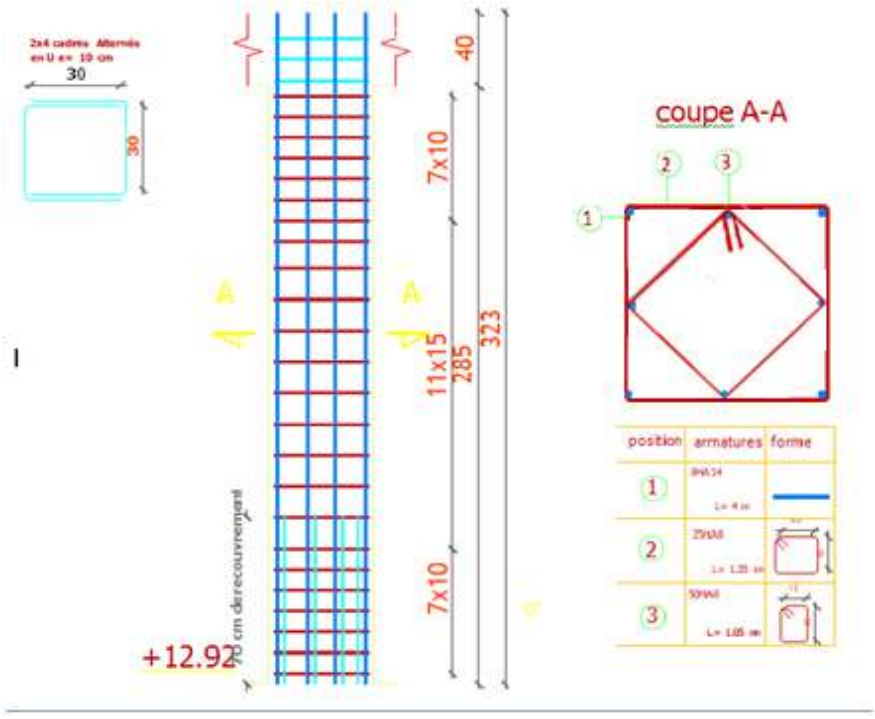


Figure V.7 : Detail de ferraillage de Poteaux (35x35)

V.4. Ferraillage des voiles

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

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

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

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



Figure V.8 : Types des voiles a ferraillé.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul des armatures verticales

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

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

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

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

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

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2xA_v}{axB_t} \leq 0{,}5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

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

Tableau V.15 : La section calculéed'armatures verticales des voiles.

Voile	S cm²	d cm	L/10 cm	N kN	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
V3	25x585	585	59	1065,635	-10130,278	**S.P.C**	0,00	34,47
A2	25x585	585	59	806,512	-9019,863	**S.P.C**	0,00	32,11
G6	25x237	237	24	937,169	298,170	**S.E.C**	0,00	0,00

Remarque : Dans le cas de S.E.C on adopte La section minimal horizontale tendue de voile

$\frac{0{,}2\%25x24}{100} = 1{,}2$

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

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St cm	$A_{courante\ choisie}$ cm²	St cm	$Av_{globale}$ cm²
V3	0,00	34,47	2x(9HA16)=36,17	7	2x(34HA8)= 34,16	14	92,38
A2	0,00	32,11	2x(8HA16)=32,15	8	2x(30HA8)=30,14	16	67,74
G6	0,00	0,00	2x(3HA8)=3,01	10	2x(10HA8)=10,05	20	67,74

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

Tableau V.17 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S cm²	N kN	M kN.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ'_s MPa	Vérification
V3	25x585	1630,727	-146,238	1,12	0,00	16,74	Oui
A2	25x585	1625,525	-261,463	1,19	0,00	17,62	Oui
G6	25x237	771,374	-5,244	1,30	0,00	19,52	Oui

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC[2]

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

Tableau V.18 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
V3	25x585	1370,070	1,46	5	Oui
A2	25x585	1174,675	1,25	5	Oui
G6	25x237	153,24	0,40	5	Oui

V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales

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

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

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

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

Tableau V.19 : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	T kN	τ MPa	$Av_{globale}$ cm²	Ah_{cal} cm²	N kN	K	Stcal CBA cm	$Sth_{choisie}$ cm	Ah_{ch} cm²
V3	1370,070	1,46	92,38	61,58	12515,31	2,37	474,97	10	2x(33HA12)=74,64
A2	1174,675	1,25	67,74	45,16	6296,06	2,45	200,27	10	2x(33HA12)=74,64
G6	153,24	0,40	67,74	45,16	4410,19	2,08	157,65	10	2x(33HA12)=74,64

V.4.1.5. Armatures d'attache

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

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

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

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

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$
$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$
$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28}$) [1]

On devra disposer :

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

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Zf_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux

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

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

Linteaux longs :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1{,}4V_u$

Linteaux courts :

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

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

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

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

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

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$)

a) Aciers diagonales

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

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

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

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

b) Armatures longitudinales

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\%\ (b \times h)$$

c) Armatures transversales

$$\text{Pour : } \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015\ b \times s$$
$$\text{Pour : } \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025\ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

d) Armatures de peau

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.20 : Choix de la méthode de calcul.

Voile	Niveau	e cm	h cm	L cm	V kN	M kN.m	τ_b MPa	$\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$	Cas
G3	1ère	25	163	102	816,635	588,29	2,70	Non	Traction/Compression
	6ème	25	163	102	133,317	53,120	0,51	Oui	Flexion simple

Flexion simple :

Tableau V.21 : La section d'armatures des linteaux.

Voile	Etag	$A_{calculé}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)			
		A_l	A_t	A_p	A_l	S_t (cm)	A_t	A_p
G3	6ème	1,18	0,93	8,15	2x(2HA8)=2,01	10	2HA10=1,01	2x(10HA12)=11,30

Traction/Compression :

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

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)				
		A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	A_l	S_t cm	A_t	A_p
G3	1ère	10,29	6,11	1,25	8,15	2x(4HA12) =12,32	2x(2HA14) =6,16	20	2HA10 =1,57	2x(5HA12) =11,30

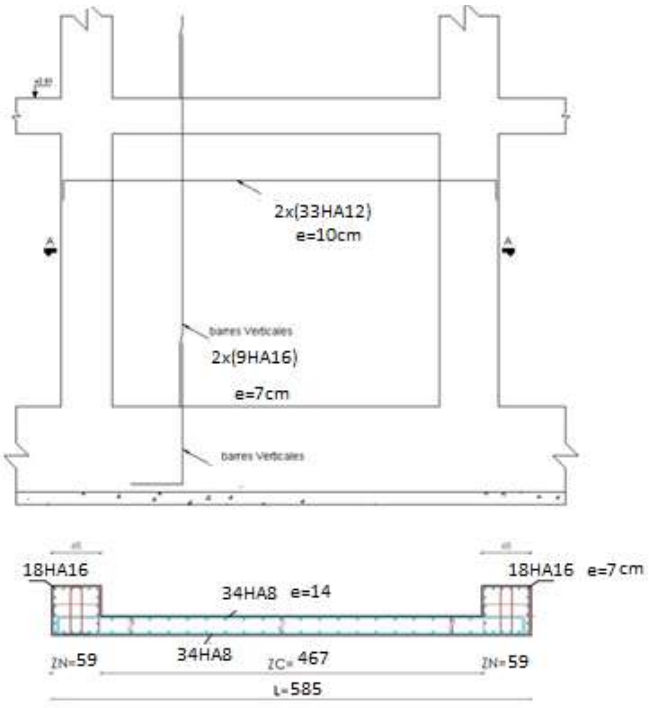


Figure V.9 : Détail de ferraillage des voiles.

VI.1. Introduction

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.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 rocheuse calcaire.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (**W % = 7,56 %**)
- De Moyenne cohésion. (**c = 1,00 bars**)
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ **=50°**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**8,14**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (**0 %**)
- Le taux de carbonates est moyen. (**42 %**)

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

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **3,0 bars**

Laprofondeur d'ancrage de **1,80 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 lastabilité de la structure.

VI.4. Les efforts normaux à base de la structure

- A l'ELS

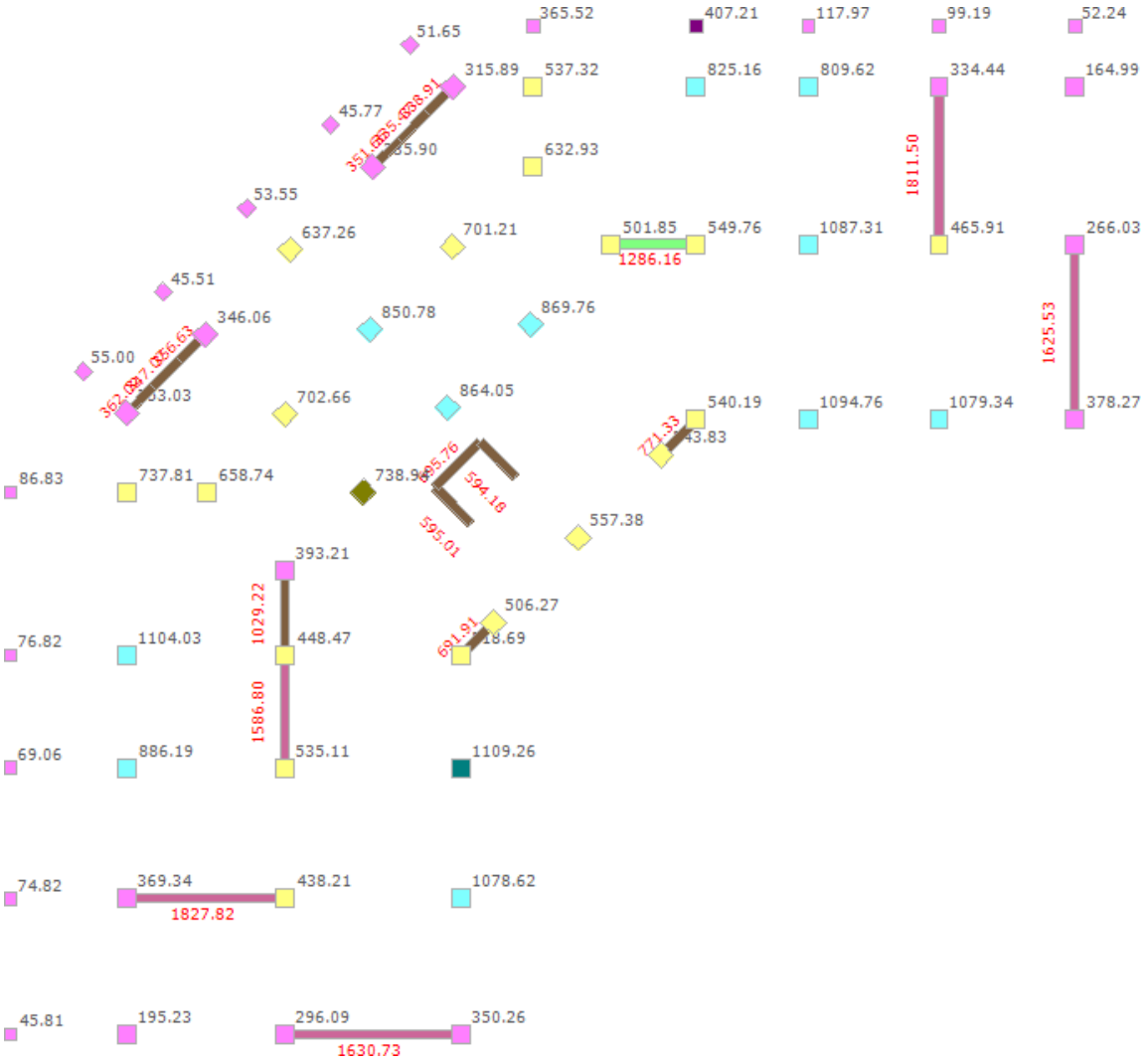


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.5. Calcul des semelles isolées

VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de " A et B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibreStatique :

$e = \frac{M}{N}$

Diagramme trapézoïdale :$[\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]$ B ^{3}-[N] B -[3e_{0b} N] ≥ 0 (même pour A)

Diagramme triangulaire :$[1{,}995\,\frac{a}{b}\bar{\sigma}_{sol}]$ B ^{3}-$[3{,}99\frac{a}{b}e_{0b}\bar{\sigma}_{sol}]$ B -[2N] ≥ 0 (même pour A)

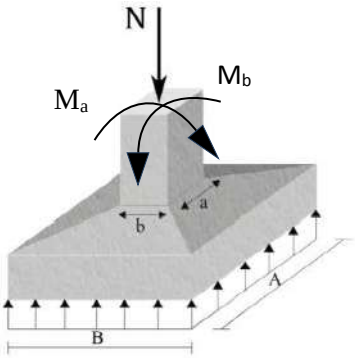


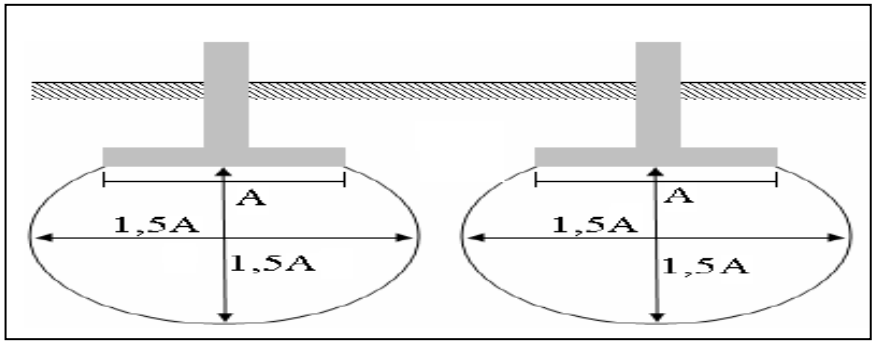
Figure VI.2 : Semelle isolée.

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

S	a cm	b cm	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	A cal (m)	B cal (m)	A ch (m)	B ch (m)	h ch (cm)
S1	50	50	1109 ,26	0,20	-5,88	2,72	2,72	3,10	3,10	65
S2	50	50	748,94	-2,48	0,42	2,22	2,22	2,50	2,50	50
S3	50	50	407,21	0,41	0,92	1,65	1,65	1,90	1,90	40

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

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



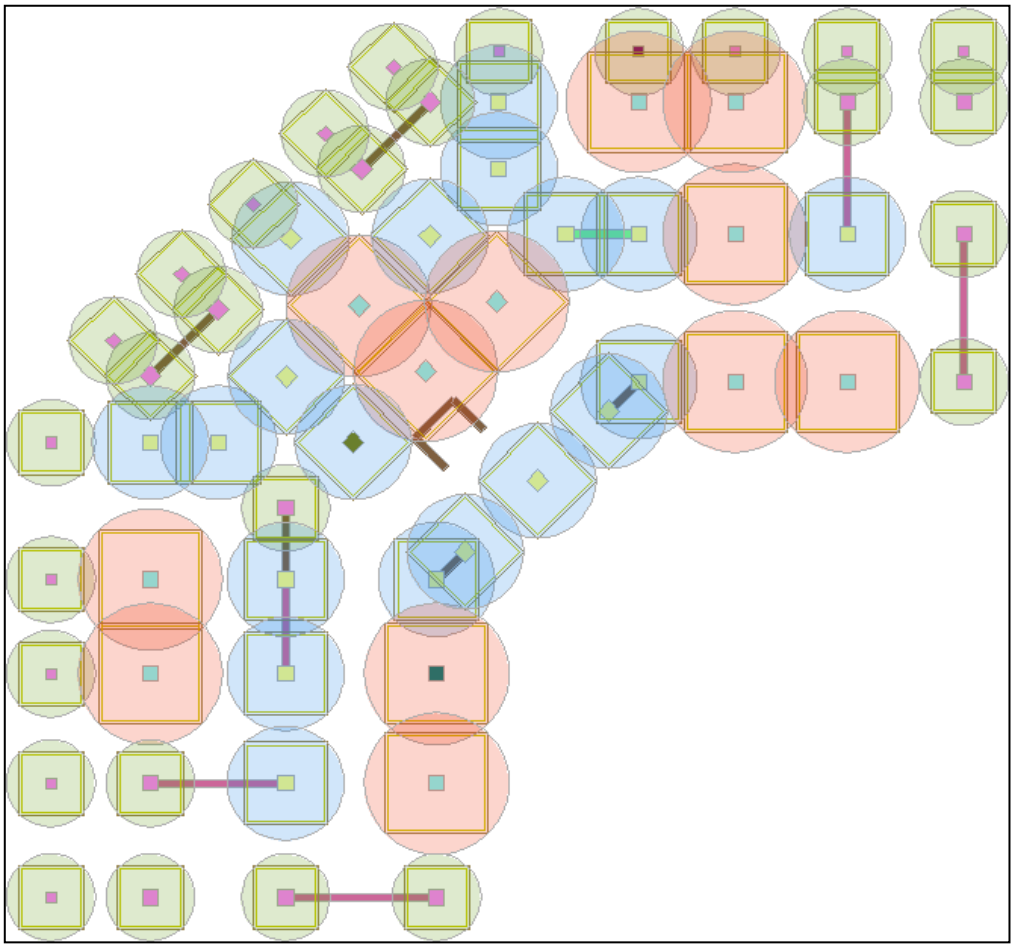


Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle.

➢ **Remarque**

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

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.

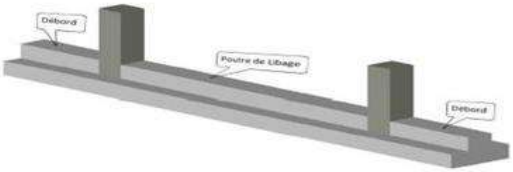


Figure VI.4 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux

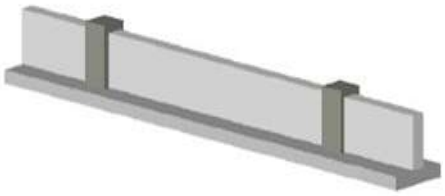


Figure VI.5 : Semelle filantes sous voiles.

VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes

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

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

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

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

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

Semelle	A m	N_{ser} kN	$B_{calculé}$ m	$B_{adopté}$ m	$h_{adopté}$ cm	$\sigma_{sol\ calculé}$ MPa	$[\bar{\sigma}_{sol}]$ MPa
Sous Plusieurs poteaux	25.97	3878,46	1,37	2,00	45.00	1,39	1,50
Sous voiles	12,40	1827,82	1,30	1,80	40.00	1,44	

VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement

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

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

Semelle	N_{ser} kN	$M_{sercorr}$ kN.m	e_0 cm	B m	$\frac{B}{4}$ cm	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
Sous plusieurs poteaux	5831,89	41,04	0,70	2,00	50,00	Oui
Sous voiles	3739,68	5,88	0,16	1,80	45,00	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
Sous plusieurs poteaux	45.00	1077,300	1516,880	Non
Sous voiles	40.00	2721.60	2496.77	Oui

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

VI.6.4. Ferraillage des semelles filantes

VI.6.4.1. Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

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

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

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

Tableau VI,5 :Choix de méthode de calcul,

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN,m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{18}$(cm)	Méthode
Sous plusieurs poteaux	1516.88	0.27	0.018	11.11	Des bielles

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

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

- Armatures principales

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

Semelle	N_u KN	A m	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
Sous plusieurs poteaux	1516.88	3.35	2.00	16.88	23HA12 = 25,99	15

- Armature de répartitions

Tableau VI,7 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux,

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
Sous plusieurs poteaux	7.75	2.00	3.87	2x(4HA12) =9,04 cm^2	20

VI.6.4.2. Semelle filante (continue) sous un voile

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

Tableau VI,8 : Vérification de méthode de calcul,

Semelle	N_u (KN/ml)	M_u (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{18}(cm)$	Méthode
Sous voiles	2496,77	2.34	0.45	10.00	Des bielles

- Armatures principales

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

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_u/ml KN	$e_0(cm)$	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
Sous voiles	2496,77	2.34	0.45	1.80	8.20	10HA12=11,31	10

- Armature de répartitions

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

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	$A_{calculée}$ cm^2	St cm
Sous voiles	11,31	1.80	5.08	2x(5HA12) =11,31 cm^2	15

VI.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage

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

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

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

Poutre de libage	L_{max} m	$h_{pcalculé}$ cm	$h_{padopté}$ cm	b_p cm
	4.85	70.07	75.00	50.00

VI.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage

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

Tableau VI,2 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage,

Poutre de libage cm²	Nu kN	F limite kN	Nu≤ F_{limite}
50x75	1516.88	2812.50	Vérifiée

VI.6.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

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

Tableau VI,3 : Vérification de cisaillement des poutres de libage,

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
PL 1	50	75	862.52	2.39	2,50	Oui

VI.6.8. Ferraillage Poutre de libage

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

Tableau VI,4 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage,

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F ELU KN/ml	F ELS KN/ml
PL 1	1.76	1.39	352	278

VI.6.8.1. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI,5 : Ferraillage longitudinal des poutresde libage,

Elément	bxh cm²	M_t kN,m	M_a kN,m	As1	As2
PL 1	50x75	348.60	-697.21	14.65	31.17

VI.6.8.2. Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI,16 : Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis,

Elément	M_{max}(kN,m)		$A_{calculées}$(cm²)		$A_{choisie}$(cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL 1	348.60	-697.21	14.65	31.17	8HA16 = 16.08	16HA16 = 32.17

VI.6.8.3. Vérification des contraintes normales a 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 VI,17 : Vérification des contraintes normales des poutres de libages,

Elément	M_{ser}(kN,m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérification	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiction
PL 1	Appui	-552.14	6.47	15	Oui	201.63	82.18	201,63	Oui
	Travée	276.07	10.41	15	Oui	201.63	138.57	201,63	Oui

VI.6.8.4. Armature transversales

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

Tableau VI,18 :Armateurs transversales,

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	h cm	T kN	τ MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
50	75	862.52	2.39	10	15	8	6HA8= 3,02

VI.6.8.5. Vérification de la flèche a L'ELS

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

Tableau VI,19 : Vérifications préliminaire de la flèche,

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	h/L	1/16	h/L≥1/16	h/L	$Mt/10M_0$	h/L≥Mt/10M0	$A/b_{0a}A$	$4,2/f_e$	$A/b_{0a}A \geq 4,2/f_e$
PL 1	0,18	0,625	CNV	0,18	0,10	CV	0,006	0,0105	CNV

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

[**f**]adm = $\frac{L}{500}$ Si L ≤ 5 m,

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

Tableau VI,6 : Vérification de la flèche de poutre de libage,

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a,g}$	$M_{travée}$	$M_{a,d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	
cm	cm	m	kN,m			cm^2		mm		**Oui**
50	75	4.85	552.14	276.07	-552.14	16.08	12.06	1.40	9.70	

VI.6.8.6. Armatures de peau

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

Figure VI. 6 : Dessin de ferraillage des semelles filantes sous voiles.

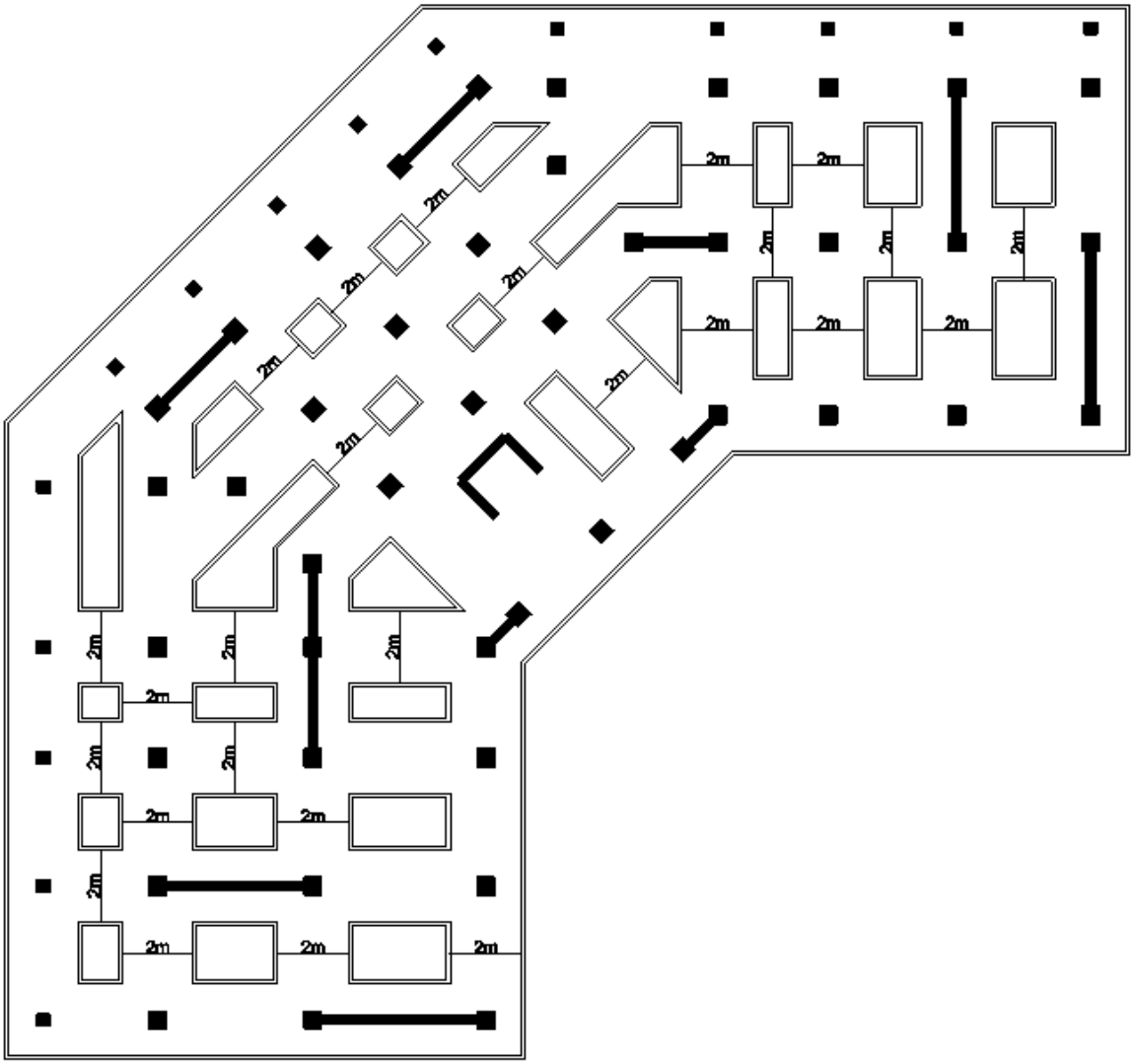


Figure VI. 12 : Dimensionnement finales des semelles en 3D

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,

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

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

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

α : (zone III / site 3) = 10

Figure VI. 11 : Plan de coffrage des fondations.

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

Fu = $\frac{1516,87}{10}$ = 151,687 kN ; A = $\frac{Fu}{\sigma s}$ = $\frac{Fu}{Fe/\gamma s}$ = $\frac{151,687}{400/1,15}$ = 4,36 cm²

- **Choix des Armatures**

- Section minimale : 0,6 % x (bxh) = 0,6% 0,30x0,30 = 5,40 cm²,

Tableau VI,7 : Ferraillage des longrines,

Elément	$A_{calculée}$	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$(cm²)
Longrines	4,36	5,40	6HA12 =6,79

VI.7.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

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

Tableau VI,8 : Vérification des contraintes normales de longrines,

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	
1109,255	10	/	162,14	/	201,63	Oui

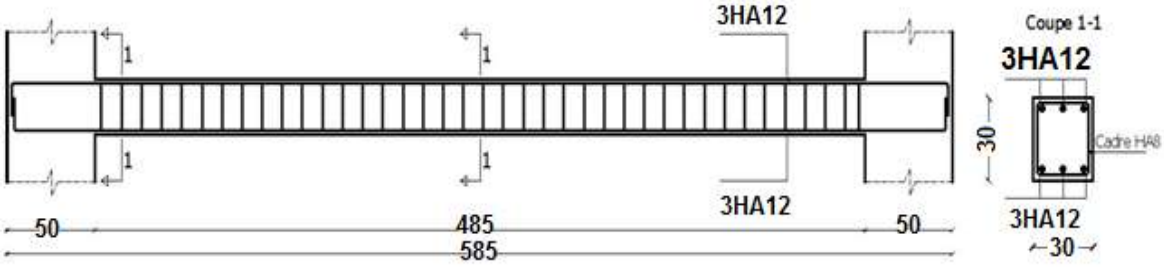


Figure VI. 7 : Dessin de ferraillage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes a mener lors de l'étude d'un projet de construction ,et d'enrichir nos connaissance requises le long do notre cursus ,Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul SAP 2000 V20 et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que "RPA99-version 2003 "et le " BAEL 91 modifier 99 ".ET d'en faire certain nombre de conclusion

- Il est nécessaire de disposer les voiles dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure durant le séisme.
- Reposons sur les résultats obtenus dans l'étude dynamique , On peut dire que notre batiment est bien dimensionné et peut résister aux différent choc extérieurs, tels que le séisme.
- En tenant en compte du rapport géotechnique une semelle croisée était la la meilleure solution pour la fondation de ce bâtiment.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autre projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions

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 2019.
- Excel

ANNEXEA

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

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

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

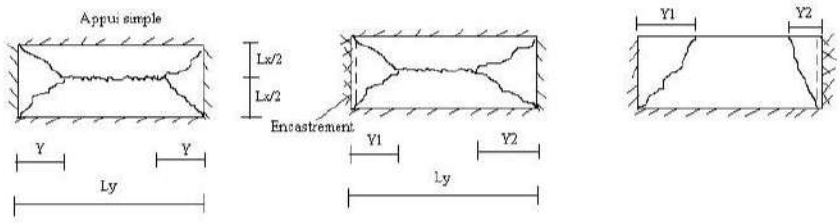
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

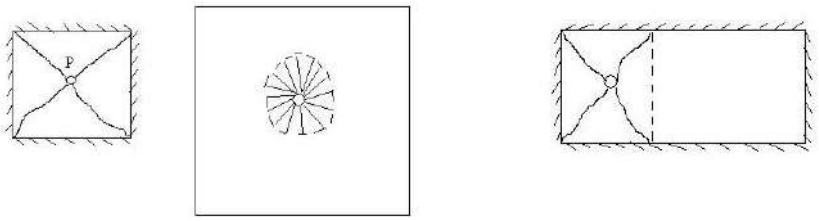
Un encastrement par une double hachure

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.

ANNEXED

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 :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

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

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

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

b) Dalle encastrées sur leur contour :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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:Espacementdesarmaturestransversales.

On prend $f_e = 400$ MPa.

Pour les poutres :

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

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

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

T_u **:** Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si :$\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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