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 en RDC + 6 étages + sous-sols contreventé par des voiles en béton armé

Présenté par

REKAICI KARIM

OUABEL AMAR

Dirigé par

Mr. SKENDER ZAKARIA

Promotion Juillet 2021

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage et de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie, et qui vont continuer à nous aider dans tous les projets de l'avenir, ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profond remerciement à notre promoteur, Mr. SKENDER ZAKARIA, pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordés. Nous tenons à remercier aussi les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة هيكل بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من طابق أرضي + 6 طوابق) ذات إستعمال سكني وتجارة بسيطة و المقرر بناءها في ولاية الجزائر بلدية باب الواد . ضمن المنطقة ذات زلزال القوي (المنطقة المصنفة رقم 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 99 version 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 la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 6 étages, qui sera implanté à la willaya D'ALGER, commune BAB ELOUAD 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 basée 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: structures, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (ground floor + 6 floors), of use for habitation. It will be built in the province of d'alger, commune bab elouad 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: structures; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

Liste des matières

Chapitre I : Presentation de l’ouvrage

I.1. Introduction 9

I.2. Destination et situation 9

I.3. Caractéristique géométrique de l’ouvrage 9

I.3.1. Dimensions en plan 9

I.3.2. Dimensions en élévation 10

I.4. Conception de la structure 10

I.4.1. Ossature de l'ouvrage 10

I.4.2. Planchers 10

I.4.3. Maçonnerie 10

I.4.4. L’acrotère 10

I.4.5. Escalier 10

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 11

I.5.1. Béton 11

I.5.2. Ciment 11

I.5.3. Granulats 11

I.5.4. Béton armé 11

I.5.4.1. Résistance du béton 12

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression 12

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction 12

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 12

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 13

I.5.5. Acier 13

I.6. Principe de calcul du CBA 93 13

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction 15

II.2. Pré dimensionnement 15

II.2.1. Prédimensionnement des plancher 15

II.2.1.1. Planchers à corps creux 15

II.2.1.2. Les dalles pleines 16

II.2.2. Prédimensionnement des poutres 17

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 18

II.3.1. Plancher corps creux 18

II.3.1.1. Plancher terrasse 18

II.3.1.2. Plancher courant 18

II.3.2. Maçonnerie 19

II.3.2.1. Murs intérieurs (simple cloison) 19

II.3.2.2. Murs extérieurs (double-cloison) 19

II.3.3. Charges d'exploitation 19

II.4. Prédimensionnement des poteaux 19

II.4.1. Les dimensions des poteaux 20

II.4.2. Etapes de prédimensionnement 20

II.4.2.1. Choix du poteau le plus sollicité 21

II.4.2.2. Calcul de la surface reprise par le poteau 22

II.4.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges) 22

II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation 22

II.4.2.5. Calcul de la capacité portante N 23

II.4.2.6. Vérification de la capacité portante 24

II.4.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5) 25

II.5. Prédimensionnement des voiles 25

Chapitre III : Calcul des elements secondaires

III.1. Acrotère 28

III.2. Plancher à corps creux 29

III.2.1. Les poutrelles 29

III.2.1.1. Avant coulage 29

III.2.1.2. Après coulage 29

III.2.1.2.1. Calcul du ferraillage 31

III.2.1.2.2. Vérification à ELS 32

III.2.1.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 32

III.2.1.2.4. calcul de la flèche 33

III.2.2. Dalle de compression 33

III.3. Dalle pleine 34

III.3.1. Pour une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.11) 35

III.3.2.Pour une dalle encastrée sur ses quatre côtés 36

III.3.3.Pour une dalle encastrée sur ses trois côtés 38

III.4. Escaliers 39

III.4.1. Prédimensionnement 39

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges 39

III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU 42

III.4.4. Vérification à l'ELS 43

III.4.5. Vérification de la flèche 43

III.4.6.Calcul de la poutre palière 39

III.4.6.1. Prédimensionnement 39

III.4.6.2. Evaluation des charges 42

III.4.6.3. calcul des efforts internes 42

III.4.6.4. Ferraillage de la console palière 42

III.4.6.5 Vérification à l'ELS 43

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 46
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 46
IV.2.1. Centre de masse : 46
IV.2.2. Centre de rigidité : 46
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants 47
IV.2.3.1. Les poteaux 47
IV.2.3.2. Les refends pleins (voiles plaines) 47
IV.2.4. Excentricité statique (théorique) 48
IV.2.5. Excentricité accidentelle 48
IV.3. Modélisation de la structure 48
IV.3.1. Introduction 48
IV.3.2. Modélisation 48
IV.3.3. Analyse de notre structure 49
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité 50
IV.3.3.2. Excentricité 50
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 52
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 52
IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 ») 52
IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η 52
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R 52
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q 53
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 53
IV.4.3.1. Analyse modale 53
IV.4.3.1.1. Comportement modal 53
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 55
b) Vérification de la stabilité au renversement : 56
c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») 58

d) Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »). 59
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments 63
a) Vérification de cisaillement des éléments 63
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 64

Chapitre V : Ferraillage de elements structuraux

V.1. Introduction 66
V.2. Ferraillage des poutres 66
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 66
V.2.1.1. Poutre porteuse 66
V.2.1.2. Poutre non porteuse 66
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 66
V.2.2.1. Poutres porteuses 66
V.2.2.2. Poutres non porteuse 66
V.2.3. Vérification de la flèche 67
V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 67
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres 67
V.3. Ferraillage des poteaux 68
V.3.1. Armatures longitudinales 68
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 68
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 68
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 69
V.3.2. Armatures transversales 70
V.4. Ferraillage des voiles 72
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 72
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 72
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 73
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 74
V.4.1.4. Armatures horizontales 74
V.4.1.5. Armatures transversales 76

V.4.2. Ferraillage des linteaux 81
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0.06 fc28$) 80
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 80
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 80
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 81

ChapitreVI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction 83
VI.2. Types de fondations 86
VI.3. Caractéristiques du sol 83
VI.4. Choix du type de fondations 84
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 84
VI.4.1.1. Répartition trapézoidale 84
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression : 84
VI.4.2. Semelle filante (continue) 85
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 85
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 85
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 86
VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 86
VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux ... 86
VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage 87
VI.4.2.6.1. Sous un voile 87
VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux 87
a) Armatures principales 88
b) Armature de repartitions 88
c) Calcul des armatures longitudinales 88
d) Vérification des contraintes à l'ELS 88
e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 88
f) Armatures transversales 89
g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 89
VI.6.3. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003 89

VI.6.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime..... 90

VI.6.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3..... 93

VI.6.3.3. Calcul des armatures transversales..... 94

VI. 7. Voile périphérique..... 94

VI. 7. 1. Calcul de la poussée des terres 94

VI.7.2. Calcul de ferraillage 94

VI.7.3. Vérification des contraintes à l'ELS 95

VI.7.4. Vérification au cisaillement à l'ELU 96

Liste des figures

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié. 9

Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux..... 16

Figure II.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 21

Figure II.3 : Dimensions à respecter par les poutres. 25

Figure II.4 : Vue en plan et vue en 3D du voile. 26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1: Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent…… ……..28

Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère. 28

Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles. 30

Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU 30

Figure III.5 : Diagrammes des moments à ELS.....30

Figure III.6 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU. 29

Figure III.7 :Diagrammes des moments à l'ELU.....31

Figure III.8: Diagrammes des moments à ELS…….…..…..31

Figure III.9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU……..…….31

Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles. 32

Figure III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite). 33

Figure III.12 : Disposition des armatures de la dalle de compression. 34

Figure III.13 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine. 35

Figure III.14 : Les lignes de rupture. 36

Figure III.15 : Les lignes de rupture. 38

FigureIII.16 : Dimensions de l'escalier. 36

Figure III.17 :Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier. 41

Figure III.18 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....38

Figure III.19: Diagrammes des moments à ELS……..….42

Figure III.20 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU. 42

Figure III.21. : schéma statique de la poutre palière…….....44

Figure III.22.: Efforts internes dans la poutre palière à l'ELU……..……..44

Figure III.23.:Efforts internes dans la poutre palière à l'ELS……..……...44

Figure III.24 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU…….……45

Chapitre IV : Etude dynamique

FigureIV.1:disposition des voiles(vue en 3D)…….……...49

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres porteuse. 67

Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres non porteuse 67

Figure V.3 : Dessin de ferraillage des Poteaux. 71

Chapitre VI : Calcul des fondations

Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle……..79

Figure VI.2 **:** chevauchement des bulles de pression sous la semelle. 88

Figure VI.3 : Les dimensions final des semelles filantes. 83

Figure VI.4:Le ferraillage des semelles filantes sous poteau 87

Figure VI.5 : Ferraillage de la longrine. 94

Liste des tableaux

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 13

Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres. 17
Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux) 18
Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux). 18
Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison. 19
Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison. 19
Tableau II.6 : Prédimensionnement des poteaux. 20
Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteaux. 20
Tableau II.8 : les charges permanents. 22
Tableau II.9 : les sur charges d'exploitation. 23
Tableau II.10 : Capacité portante N pour chaque section de poteau. 24
Tableau II.11 : Vérifications du 1,1Nultimeet NU. 24
Tableau II.12 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003. 25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté. 28
Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées. 31
Tableau III.3 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée. 32
Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS. 32
Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU. 33
Tableau III.6 :Calcul de la flèche 33
Tableau III.7 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 35
Tableau III.8 : ferraillage à l'ELU. 35
Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS. 35
Tableau III.10 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 36

Tableau III.11 : Calcul de la flèche ……..36
Tableau III.12 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 36
Tableau III.13 : Ferraillage à l'ELU. 37
Tableau III.14 : Vérification des contraintes à l'ELS. 37
Tableau III.15: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 37
Tableau III.16 :Calcul de la flèche ……..……..37
Tableau III.17 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 38
Tableau III.18 : Ferraillage à l'ELU. 38
Tableau III.19 : Vérification des contraintes à l'ELS. 38
Tableau III.20: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 38
Tableau III.21 :Calcul de la flèche ……..……..39
Tableau III.22 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier. 40
Tableau III.23 : Evaluation des charges permanentesde la paillasse de l'escalier. 40
Tableau III.24 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier. 41
Tableau III.25 :ollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.....41
Tableau III.26 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.....42
Tableau III.27 : Vérification de la contrainte tangentielle. 43
Tableau III.28: Vérification à l'E.L.S. 43
Tableau III.29 : Vérification de la flèche de l'escalier. 43
Tableau III.30 : Prédimensionnement de la poutre palière……...……44
Tableau III.31: Calcul de ferraillage de la poutre palière…….45
Tableau III.32 : Vérification des contraintes normales…….45
Tableau III.33 :Vérification des contraintes de cisaillement…….45
Tableau III.34 : calcul de la flèche…….45

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion.....50
Tableau IV.2 :Excentricité suivant les deux directions.....51
Tableau IV.3 : Surface revenant aux voiles. 53
Tableau IV.4 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.....53
Tableau IV.5 : Le comportement des trois premiers modes.....54
Tableau IV.6 : Comportement des modes retenus 54
Tableau IV.7 : Les valeurs de la force sismique.....56
Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 56

Tableau IV.9 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 57
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 58
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 59
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-Δ. 60
Tableau IV.13 : Vérification de cisaillement des poutres. 60
Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des Poteau. 61
Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles. 62
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit. 62
Tableau IV.17: Vérification de l'effort normal réduit. 62
TableauIV.18:Dimensionsfinales des éléments……....….63

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse. 64
Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres porteuse. 64
Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse. 65
Tableau V.4 : La section choisie d'armatures des poutres. 65
Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS. 65
Tableau V.6 : Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS. 65
Tableau V.7 :Vérification de section d'armatures. 66
Tableau V.8 :Calcul de la flèche des poutres principales 1 66
Tableau V.9 :Calcul de la flèche des poutres principales 2 66
Tableau V.10 : Vérification des contraintes de cisaillement. 66
Tableau V.11 : La section d'armatures transversales. 67
Tableau V.12 : La section d'armatures des poteaux. 69
Tableau V.13 : Vérification des contraintes à l'ELS. 69
Tableau V.14 : La section d'armatures transversales des poteaux. 71
Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles 72
Tableau V.16 : La section choisie d'armatures verticales des voiles 73
Tableau V.17 : Vérification des contraintes des voiles 73
Tableau V.18 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles 73
Tableau V.19 : La section d'armatures horizontales des voiles 73
Tableau V.20: Choix de la méthode de calcul. 76
Tableau V .21 : La section d'armatures des linteaux. 76
Tableau V .22 : La section choisie d'armatures des linteaux. 76

ChapitreVI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction 77
VI.2. Types de fondations 77
VI.3. Caractéristiques du sol 77
VI.4. Choix du type de fondations 78
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 78
VI.4.1.1. Répartition trapézoidale 78
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression : 79
VI.4.2. Semelle filante (continue) 80
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 80
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 81
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 82
VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 82
VI.4.2.5. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux 82
VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage 84
VI.4.2.6.1. Sous un voile 84
VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux 84
a) Armatures principales 85
b) Armature de repartitions 85
c) Calcul des armatures longitudinales 86
d) Vérification des contraintes à l'ELS 86
e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 86
f) Armatures transversales 86
g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 87
VI.4.3. Ferrailage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003 87
VI.4.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 88
VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3 88
VI.4.3.3. Calcul des armatures transversales 88

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 79
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 81
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS. 81
Tableau VI.4 : Vérification de la stabilité au renversement. 82
Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes. 82
Tableau VI.6 : Dimensionnement de la poutre de libage. 83

Tableau VI.7 : Vérification l’excentricité des semelles filantes sous voiles.....84
Tableau VI.8 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile. 84
Tableau VI.9 : Vérification l’excentricité des semelles filantes sous un poteau.....85
Tableau VI.10 : Ferraillages des armatures principales de la semelle. 85
Tableau VI.11: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.....85
Tableau VI.12 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage. 85
Tableau VI.13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU. 86
Tableau VI.14 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à 86
Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 86
Tableau VI.16 : Ferraillage longitudinal des longrines.....88
Tableau VI.17 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.....88
Tableau VI.18 : Calcul des armatures transversales des longrines.....88

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.

l_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

Acc : Etat accidentel.

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

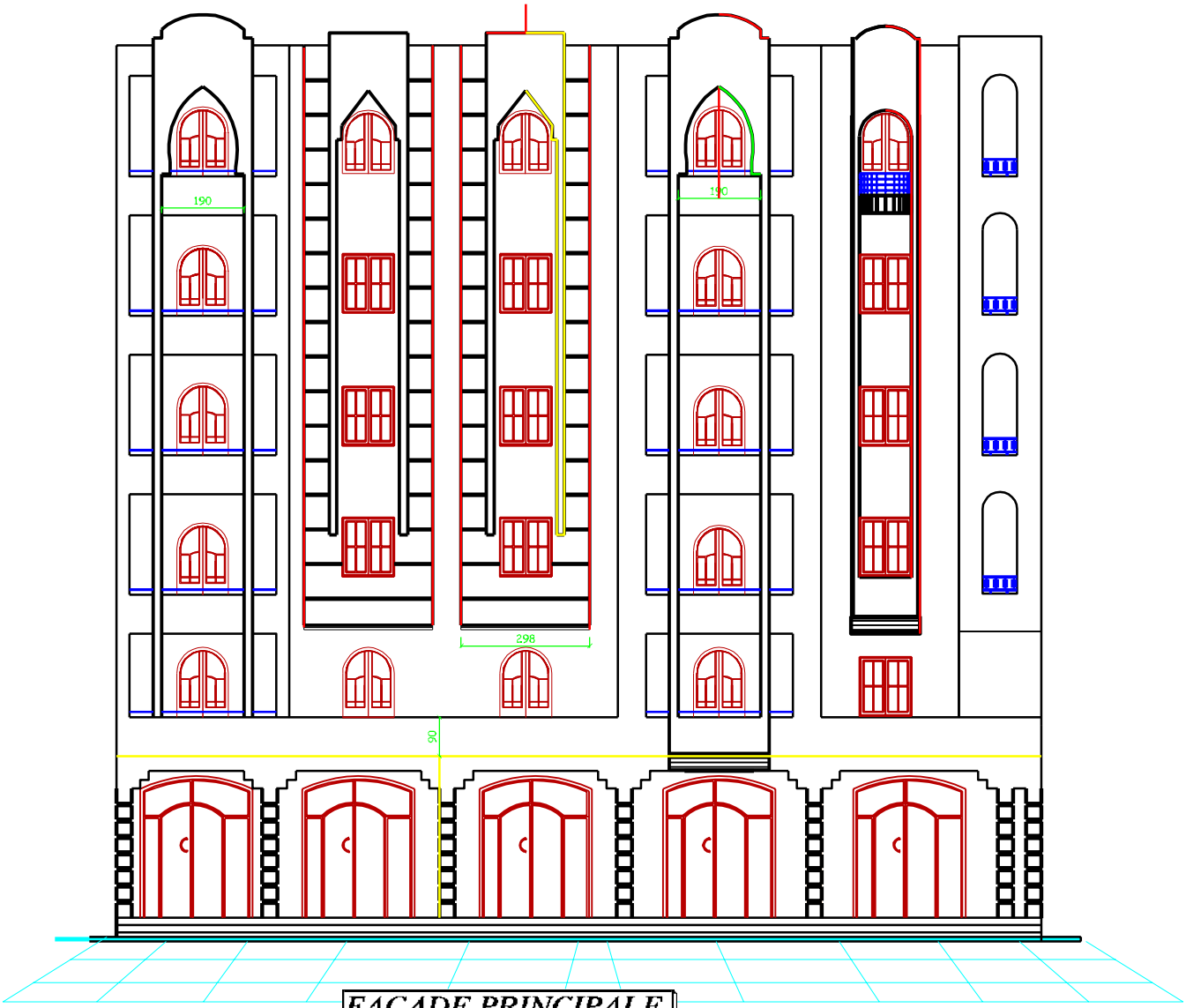
C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

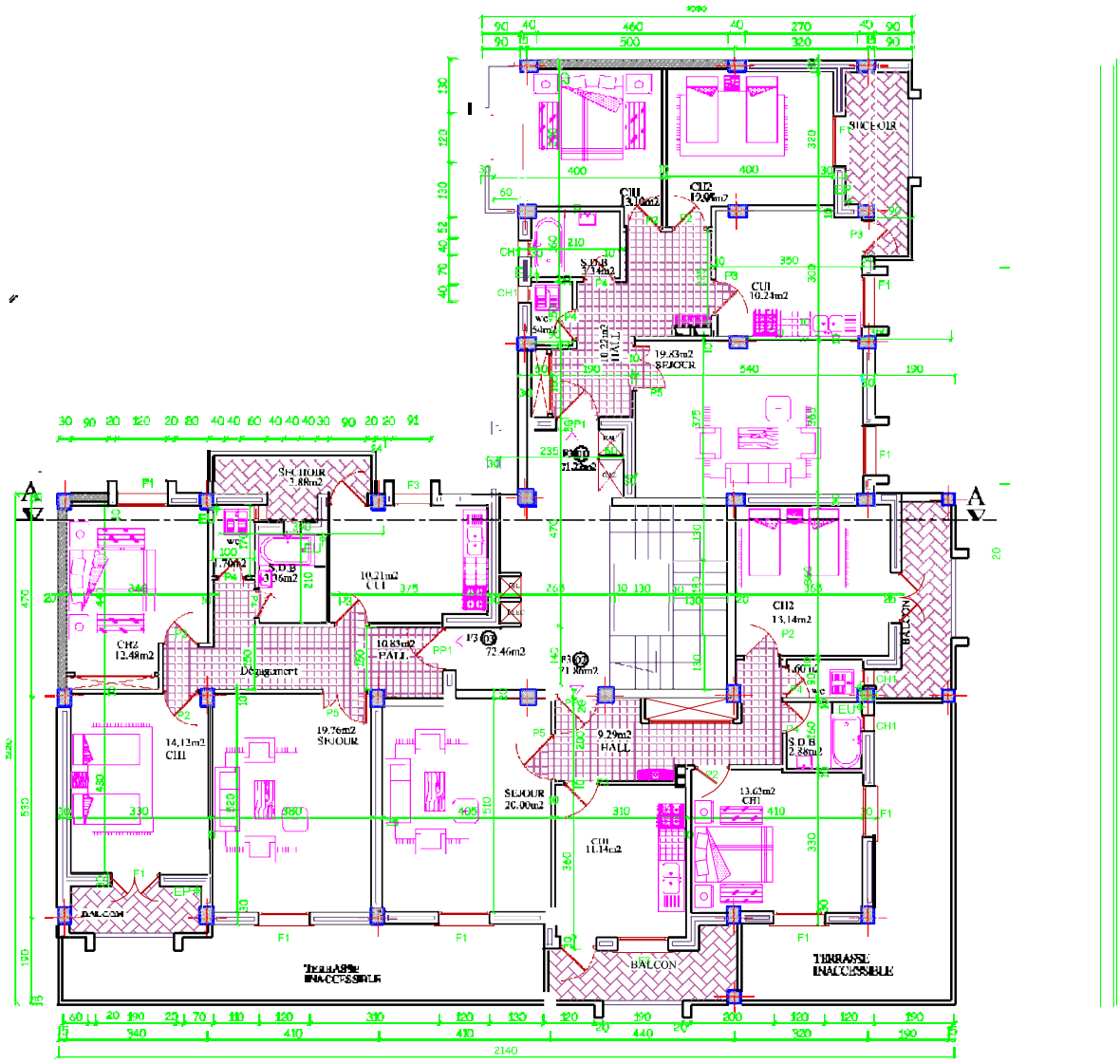
Terr : Terrasse



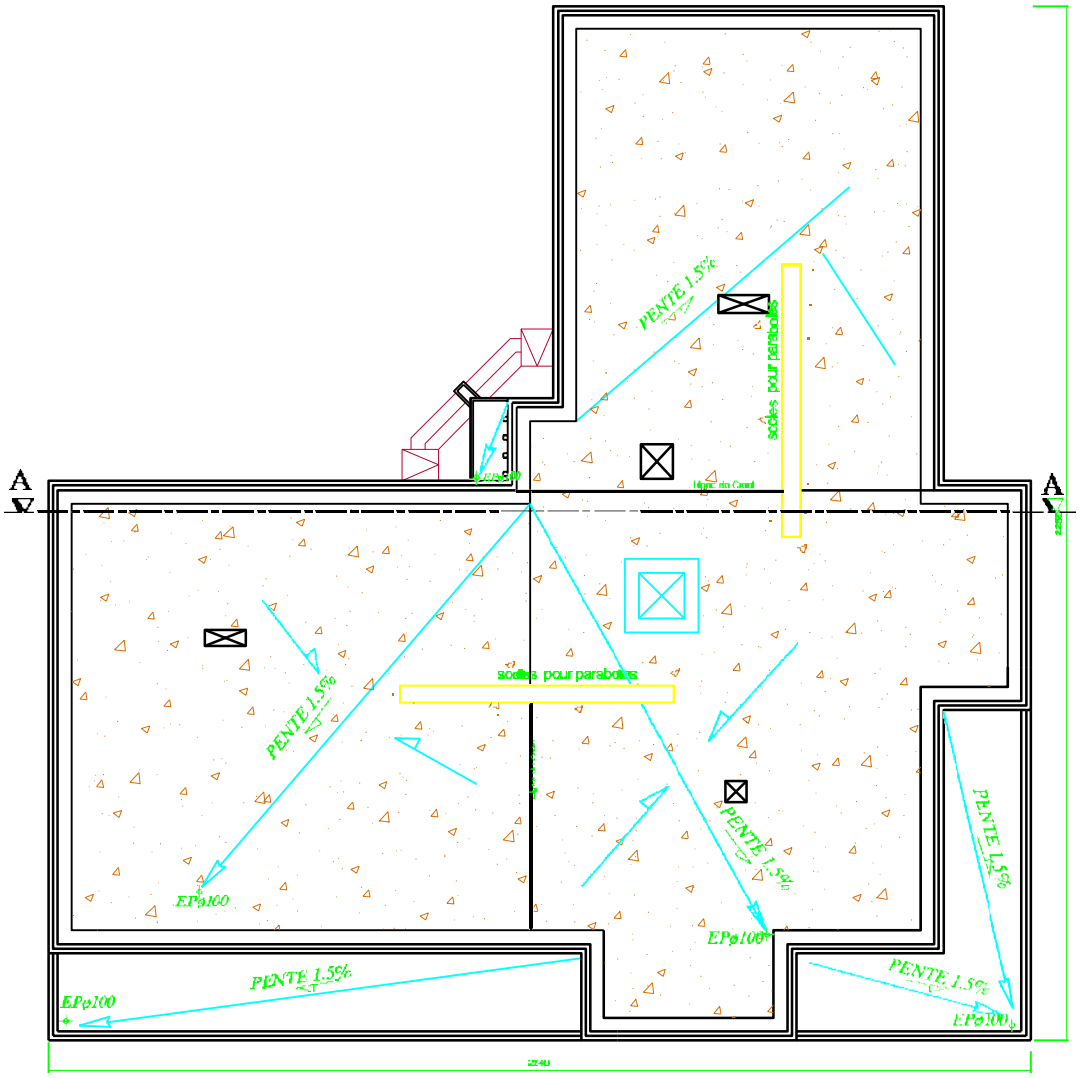
FACADE PRINCIPALE



COUPE A-A



Plan D’architacture



VUE EN PLAN TERRASSE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, ainsi que le côté économique en visant le meilleur rapport sécurité/prix, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures en béton armé, la mécanique des sols et les matériaux de construction. Cependant, la résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou par l'un des deux.

Dans ce projet de fin d'études, on va essayer de mettre en évidence les connaissances acquises durant notre formation en Master - Génie Civil. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux de construction utilisés. Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires. Le chapitre quatre et le chapitre cinq sont dédiés respectivement à l'étude dynamique et au ferraillage des éléments résistants de la structure. Dans cette partie, on a utilisé le logiciel de calcul SAP 2000 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux de part, et d'autre part, on a utilisé le logiciel nommé Socotec pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version 2003. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure et choisir le type de fondation adéquat.et l'étude de S /SOL.

A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale en mettant en évidence les éléments et les cas les plus vulnérables trouvé avec la conception parasismique adoptée pour notre bâtiment.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

L'objectif principal des études des structures en béton armé ou en charpente métallique est d'assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis aux chargements statiques et dynamiques, toute en tenant compte du côté économique, et l'aspect esthétique architecturale. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence ; la dynamique des structures, la mécanique des sols (géotechnique), les matériaux de construction, ainsi que les normes architecturales, à cet effet dans ce chapitre on présente une description générale de l'ouvrage à étudier.

I.2. Destination et situation

Cette étude consiste à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation, qui est composé d'un sous-sol avec rez-de-chaussée plus Six étages, le bâtiment en question présente aussi une forme géométrique irrégulière en plan (forme de L). Le bâtiment ainsi étudié est implanté à wilaya d'Alger commune Bab el oued, cette région est classée comme une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003 [1]. De plus, selon l'étude de sol et le rapport géotechnique présenté, le terrain d'implantation est considéré comme un site meuble de classe (S3) avec une contrainte admissible du sol $\boldsymbol{\sigma_{sol}}$**=1,5 bars**. Dans ce contexte, l'étude du bâtiment a été effectuée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2].

I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont :

- Longueur totale (sens longitudinal): **L = 21,40 m.**
- Largeur totale(sens transversal): **L=22,43m.**

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de sous-sol : $\boldsymbol{H_{s\text{-}sol}}$ **=3.74 m**
- Hauteur de RDC et des étages courants: $\boldsymbol{H_{RDC}}$ = $\boldsymbol{H_{etage}}$ courants= **3,23m**
- Hauteur totale du bâtiment : $\boldsymbol{H_{totale}}$=**22.61m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Le bâtiment étudié présente une hauteur dépassant 11m, a cet effet les règles parasismiques Algérien, préconise qu'un système de contreventement doit être assuré par des voiles et des portiques pour stabilisé l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

Dans cette étude on a utilisé deux types de planchers: le premier à cops creux (16+4) et (20+5) et le deuxième à dalle pleine, le rôle principal des planchers est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux en arrivant aux fondations.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses, pour les murs extérieurs en double cloison, ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

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

I.4.5. Escalier

La circulation verticale entre les étages du bâtiment est assurée par un seul type escalier qui est à trois volés perpendiculaire à deux paliers intermédiaires.

I.4.6. Ascenseur

L'arrêté ministériel du 24 janvier 2015 fixant les spécificités techniques du logement promotionnel public, publié dans le Journal officiel № 61, prévoit prévoir un ascenseur au

minimum d.une contenance de 8 places (630 Kg), pour les immeubles moyens en R+6 à R+9. A cet effet, on doit avoir un ascenseur dont les dimensions suivantes :

- Cabine : 1200x1300x2135 mm^3 ; Portes : 900x2100 mm^2 ; Gaine : 1600x1600 mm^2
- Profondeur de la cuvette (HSG) : 1060 mm
- Hauteur sous dalle pour contrepoids parachuté (HSK) : 3400+70 mm

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment sont conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

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

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

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

I.5.3. Granulats

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

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux

matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4.1. Résistance du béton

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

a) Résistance caractéristique à la compression

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

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

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

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

b) Résistance caractéristique à la traction

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

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

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

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

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

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

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

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

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

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

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

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

I.5.5. Acier

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

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

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

I.6.Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur :
  - *1- Equilibre statique ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur :
  - *1- La compression du béton ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La déformation.*

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

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
  - Longitudinales : HA *« fe*= 400*MPa »*
  - Transversales : RL *«fe*=235*MPa»* (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe*= 500*MPa »*

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, on peut conclure que les études de génie civil nécessitent une présentation complète de l'ouvrage, qui considéré comme une étape essentielle pour la reconnaissance générale et détaillée de cet ouvrage, permettant à l'ingénieur civil de réaliser une étude acceptable.

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREUX

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments Constituants d'une structure donnée (poteaux, poutres et planchers), les prés dimensionnements de ces éléments sont effectués selon les recommandations des règlements RPA99v2003 et CBA93. Ses dimensions ne seront pas définitives, elles peuvent être modifiées après les vérifications effectuées dans la phase de calcul.

II.2. Pré dimensionnement

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité contre les incendies.

II.2.1.1. Planchers à corps creux (RDC + ETAGE COURONT + TERASSE)

Ce type de planchers est constitué par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée en utilisant la formule recommandée par les règles CBA93.

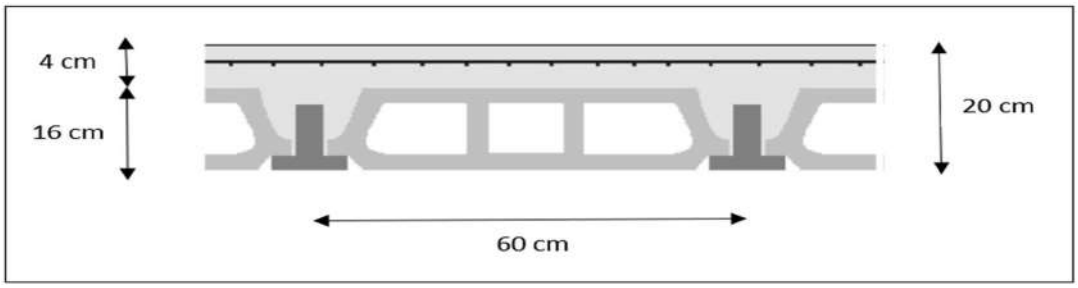
$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec: h_t: épaisseur du plancher.

L_{max}: Longueur maximale de poutrelle (L = 5.00 m).

$$\frac{500}{25} \leq h_t \leq \frac{500}{20} \quad 20cm \leq h_t \leq 25cm$$

On adopte : h_t=20 cm.$\Rightarrow h_t$ = 16+4 cm.Figure 0.1 : Coupe du plancher à corps creux.



II.2.1.1. Planchers à corps creux (sous-sol)

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

Avec : h_t: épaisseur du plancher.

L_{max}: Longueur maximale de poutrelle (L = 5.00 m).

$$\frac{500}{25} \leq h_t \leq \frac{500}{20} \quad 20cm \leq h_t \leq 25cm$$

On adopte : h_t=25 cm. $\Rightarrow h_t$ = 20+5 cm

II.2.1.2. Les dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments horizontaux minces fabriquées avec de béton armé, son épaisseur doit vérifier la condition de résistance donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle.

- **Critère de résistance**

Pour le cas de notre structure, on a :

- Dalle reposant sur un seul appui:$e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis:$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois appuis:$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

e: épaisseur de la dalle.

L_x: C'est la plus petite des portées.

- Dalle reposant sur trois appuis, pour (L =4.40m) :

$$\frac{1.80}{45} \leq e \leq \frac{1.80}{40} \quad 4\,cm \leq e \leq 4.5\,cm$$

On adopte : e=15cm.

II.2.2. Pré dimensionnement des poutres

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

Le pré-dimensionnement des poutres doit remplir les conditions de résistance représentée comme suit :

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

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée à nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Tableau 0.1: Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L= 6,10 m ⇒40.67cm ≤ h ≤ 61cm On adopte : **h = 45cm** ⇒13.5cm ≤ b ≤ 31.5cm On adopte : **b=35cm**	L= 5,00 m ⇒33.33cm ≤ h ≤ 50cm On adopte : **h=35cm** ⇒10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 35cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1,5 ≤ 4,0	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1,16 ≤ 4,0
	Conditions vérifiées (CV)	**CV**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}07 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0{,}07 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$
Conclusion	**h = 45cm ; b = 35cm**	**h = 35cm ;b = 30cm**

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Plancher à corps- creux

II.3.1.1. Plancher terrasse

Tableau 0.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**6.76**

II.3.1.2. Plancher courant

A) Plancher étage

Tableau 0.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
		G	**5.62**

b) Plancher sous-sol

Tableau 0.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher sous-sol.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)

1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Plancher corps-creux	0.20+0.05	3.6 - 4
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
		G	**6,82**

a) Terrasse

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**7.71**

b) Etage courant

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Dalle pleine	0.15	3.75
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
		G	**6.57**

II.3.2. Maçonnerie

II.3.2.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau 0.7: Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

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

II.3.2.2. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau 0.8 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

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

II.3.3. Charges d'exploitation

- ✓ Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²
- ✓ Etage courant : Q=1,5 kN/m^2
- ✓ planche sous sole: Q=5 kN/m^2 (Simple Commerces)

II.4. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs structuraux verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations ainsi que la résistance aux sollicitations horizontales.

Le pré-dimensionnement des poteaux est effectué en compression simple sous l'effet de l'effort normal ultime de compression, le calcul est basé sur la capacité portante d'un poteau sélectionné comme étant le plus sollicité dans la structure, ensuite en utilisant le principe de la descente de charges et la comparé par rapport à l'effort normal admissible ($N_u \leq \overline{N}$).

Pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées, l'effort normal peut être majoré de 10% est devient (Nu=1,1Nu). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.4.1. Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux sont présentées sur le (Tableau II.9)

Tableau 0.9 : Pré dimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	$6^{éme}$;$5^{éme}$	$4^{éme}$;$3^{éme}$	$2^{éme}$;$1^{éme}$	***RDC*** ;**S/SOL**
Dimension (b*h)	30×30	35×35	40×40	45×45

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1], voir le Tableau II.9 :

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

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

Tableau 0.10 : Vérification du coffrage des poteaux**.**

Niveau	$\mathbf{b_1 \times h_1}$	$\frac{\mathbf{h_e}}{\mathbf{20}}$	**Min (b1, h1)≥30 cm**	**Min(b1,h1)≥$\frac{he}{20}$**	**$\frac{1}{4}\leq\frac{b1}{h1}\leq 4$**
$6^{éme}$;$5^{éme}$	**30×30**	**13,55**	**CV**		
$4^{éme}$;$3^{éme}$	**35×35**	**13,55**			
$2^{éme}$;$1^{éme}$	**40×40**	**13,55**			
RDC ;***S/SOL***	**45×45**	**13,55**			

II.4.2. Etapes de pré dimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normal ultime majoré.

- ✓ Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

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

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

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

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

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i}\ ,\ l_f = 0{,}7 l_0,\ i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : Longueur du poteau

l_f: Longueur de flambement.

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

II.4.2.1. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité pour le cas de notre bâtiment est situé au voisinage de poteau de rive.

II.4.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau

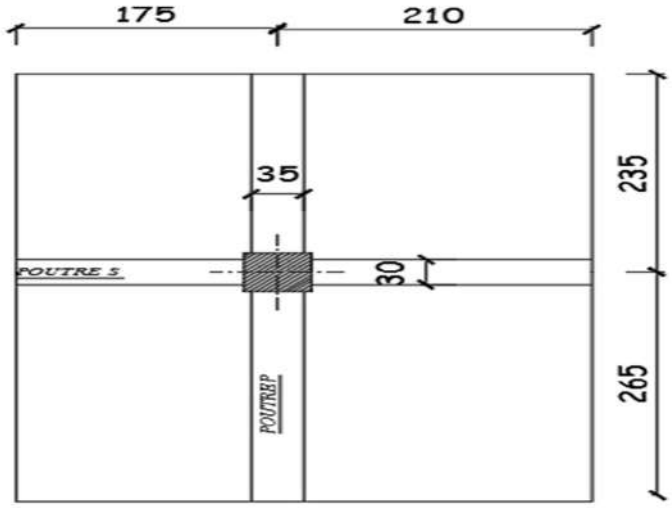
- ➢ $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

  $S_{plancher}$ =(1,525+1.875)×(2,20+2.5) $S_{plancher}$ = 15.98 m^2

- ➢ S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

S_{tot} =(2.65+2.35)×(1,70+2.05)S_{tot} =18.75 m^2

Figure 0.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.



II.4.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges)

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

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

Tableau 0.11 : Les charges permanentes.

Étage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
6^{éme}	3.23	0.09	7.3	18.5	8.9	108.00	142.724	142.724
5^{éme}	3.23	0.09	7.3	18.5	8.9	89.80	124.506	267.230
4^{éme}	3.23	0.1225	9.9	18.5	8.9	89.80	125.074	392.304
3^{éme}	3.23	0.1225	9.9	18.5	8.9	89.80	125.074	517.379
2^{éme}	3.23	0.16	12.9	18.5	8.9	89.80	130.159	674.538
1^{éme}	3.23	0.16	12.9	18.5	8.9	89.80	130.159	777.697
RDC	3.23	0.2025	16.4	18.5	8.9	89.80	133.591	911.287
S/SOL	3.74	0.2025	18.9	18.5	8.9	109.00	155.349	1066.636

II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation

Pour la détermination des charges d'exploitations l'utilisation la loi de dégression est fortement recommandée par le document technique réglementaire de charges permanentes et surcharges d'exploitation (DTR B.C.2.2) selon la formule suivante :

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$ avec (Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5) :

- Pour la 6étage (terrasse) : Q_0
- Pour le $\mathbf{5}^{éme}$ étage: Q_0+Q_1
- Pour le $\mathbf{4}^{éme}$étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le$\mathbf{3}^{éme}$ étage: $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour le$\mathbf{2}^{éme}$ étage:$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- Pour le$\mathbf{1}^{éme}$ étage :$Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
- Pour le$\boldsymbol{RDC}$: $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
- Pour le$\boldsymbol{S/SOL}$: $Q_0+0.70\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 + Q_7)$

Tableau 0.12 : Les sur charges d'exploitation.

Niveau	Q_{niveau}(kN)		Coefficient de dégression		$Q_{cumulé}$(kN)
$\mathbf{6}^{éme}$	Q_0	18.80	-		18.80
$\mathbf{5}^{éme}$	Q_1	28.10	1		46.875
$\mathbf{4}^{éme}$	Q_2	28.10	0.95		72.188
$\mathbf{3}^{éme}$	Q_3	28.10	0.9		94.688
$\mathbf{2}^{éme}$	Q_4	28.10	0.85		114.375
$\mathbf{1}^{éme}$	Q_5	28.10	0.8		131.250
$\boldsymbol{RDC}$	Q_5	28.10	0.75		145.313
$\boldsymbol{S/SOL}$	Q_6	93.8	$\frac{3+n}{2n}$	0.70	202.500

II.4.2.5. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

On représente les valeurs de $\bar{N}$ sur le Tableau II.10 suivant :

Tableau 0.4 : Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau**.**

Étage	Dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\overline{N_U}$(kN)
$\mathbf{6}^{éme}$	30×30	78400	3.23	2.261	0.087	26.108	0.765	90.00	1134.437
$\mathbf{5}^{éme}$	30×30	78400	3.23	2.261	0.087	26.108	0.765	90.00	1134.437

$4^{éme}$	35×35	108900	3.23	2.261	0.101	22.378	0.786	122.50	1618.089
$3^{éme}$	35×35	108900	3.23	2.261	0.101	22.378	0.786	122.50	1618.089
$2^{éme}$	40×40	144400	3.23	2.261	0.115	19.581	0.800	160.00	2183.580
$1^{éme}$	40×40	144400	3.23	2.261	0.115	19.581	0.800	160.00	2183.580
RDC	45×45	184900	3.23	2.261	0.130	17.405	0.81	202.50	2830.344
S/SOL	45×45	184900	3.74	2.618	0.130	20.153	0.797	202.50	2785.614

II.4.2.6. Vérification de la capacité portante

Dans le cas général la vérification de la capacité portante doit satisfaire la condition à que l'effort normal ultime devrait être inférieure ou égal l'effort normal admissible ($N_u \leq \bar{N}$), mais dans un cas particulier où le poteau le plus sollicité est situé au voisinage d'un poteau de rive, le règlement CBA93 dans son Article B.8.1 préconise une augmentation d'une valeur de (10%) sur l'effort normal ultime ($N_{ultime} = 1{,}35G + 1{,}5Q$). le Tableau. II.11 récapitule les vérifications de la capacité portante.

Tableau 0.5 : Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal.

Etage	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	$1{,}1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(kN)	$1{,}1N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
$6^{éme}$	142.724	18.80	220.802	242.882	1134.437	CV
$5^{éme}$	267.230	46.875	431.073	474.180	1134.437	CV
$4^{éme}$	392.304	72.188	637.82	701.681	1618.089	CV
$3^{éme}$	517.379	94.688	840.493	924.542	1618.089	CV
$2^{éme}$	674.538	114.375	1045.738	1150.312	2183.580	CV
$1^{éme}$	777.697	131.250	1246.765	1371.442	2183.580	CV
RDC	911.287	145.313	1448.207	1593.027	2830.344	CV
S/SOL	1066.636	202.500	1743.708	1918.079	2785.614	CV

II.4.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Tableau 0.6 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifier	Niveau			
	$6^{éme}$; $5^{éme}$	$4^{éme}$; $3^{éme}$	$2^{éme}$; $1^{éme}$	RDC ; S/SOL
b_{max}(cm)	30	30	30	30

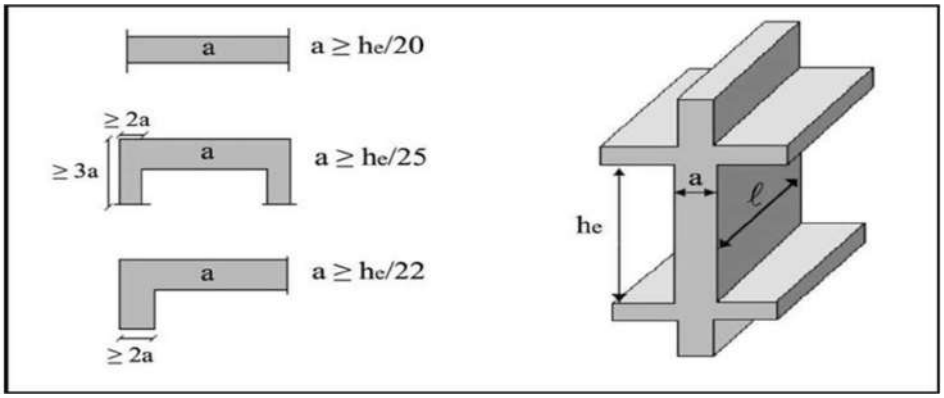
$\mathbf{h_1(cm)}$	30	35	40	45
$\mathbf{b_1(cm)}$	30	35	40	45
$\mathbf{b_{max} \leq 1,5h_1 + b_1}$	CV			
$\mathbf{d(cm)}$	0	2,5	5	7,50
$\mathbf{Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})}$	15	17,50	20	22,50
$\mathbf{d \leq Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})}$	CV			

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments réalisés en béton armé, ils sont considérés comme des murs de faible épaisseur, la longueur d'un viole devrait être supérieur à quatre fois son épaisseur ($L \geq 4a$), le rôle principale de cet élément c'est la stabilité du bâtiment contre les sollicitations horizontales tel que le séisme et de reprendre également une fraction des charges verticales.

Le pré-dimensionnement des voiles est effectué en tenant compte des exigences et les recommandations des codes, à cet effet le règlement parasismique Algérien (RPA99 v 2003) préconise dans son article [Art 7.7.1] une épaisseur minimale des voiles qui devrait être existée. De plus, cette épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et les conditions de rigidité aux extrémités.

Figure 0.4 : Vue en plan et vue en 3D du voile.



A/ RDC , S/SOL

Dans notre cas on a :

h_e=3.74 – 0.30=3.44 m

$$\text{Max}\left[15\text{cm};;\frac{h_e}{25}\right]$$

$$a \geq \text{Max}[15\text{cm};13.76\text{cm}]$$

$a \geq 15\ cm$

On adopte : $a = 15\ cm$

B/ ETAGE COURENTE

Dans notre cas on a :

$h_e = 3.23 - 0.30 = 2.93$ m

$Max[15cm; h_e/25]$

$a \geq Max[15cm; 11.76cm]$

$a \geq 15$ cm

On adopte : a=15 cm

Conclusion :

Lors d'un établissement d'une étude en génie civil d'un bâtiment en béton armé, le pré dimensionnement des éléments structuraux de ce bâtiment est un passage primordial et indispensable, afin de permettre à l'ingénieur civil de procéder aux étapes de calcul, mais une attention particulière à signaler que ces dimensions obtenues ne seront pas toujours définitives, elles peuvent être l'objet d'un redimensionnement après l'étude dynamique.

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère:

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 70 cm de hauteur, situé en bordure de la toiture il est reconnu pour ses différents usages :

- participer à l'aspect esthétique de la construction
- préserver la façade et son revêtement
- Il permet également de mettre en place verticalement sur sa face intérieure le complexe d'étanchéité du toit terrasse

Pour le calcul de l'acrotère il est assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse sollicité en flexion composée, soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1), la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Les résultats de calcul obtenus ainsi que les vérifications nécessaires sont résumés sur Le tableau III.1

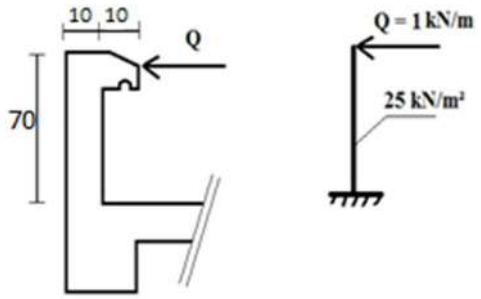


Figure III.1:Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

Section (cm^2)	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
100x10	2.70	1.05	0.342	0.00	2x5HA8 = 2x2.51	2x4HA8 = 2x2.01	20	20

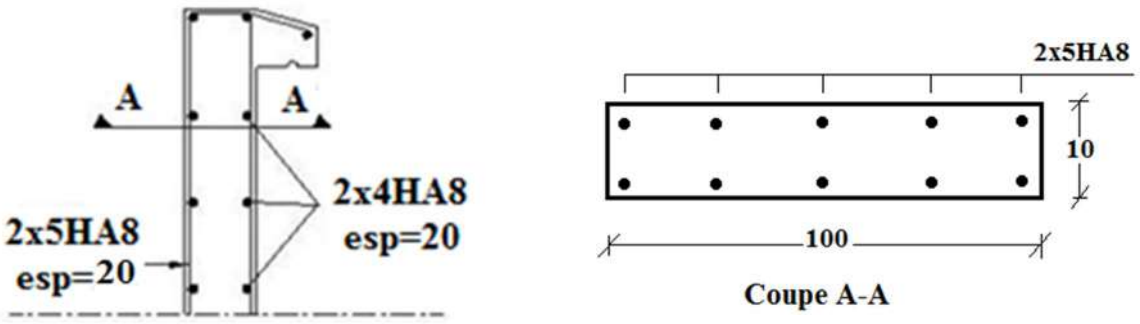


Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Plancher corps creux

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

- ✓ Poutrelles préfabriquées en BA , déposées parallèlement de 60cm d'espacement ;
- ✓ Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers est effectué exclusivement sous l'action des charges verticales permanentes et d'exploitation (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- ✓ Les poutrelles ;
- ✓ La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges permanentes et d'exploitation (G et Q), La surface revenant à chaque poutrelle est considéré comme étant la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d. :(2x (0,60/2)x L). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul des poutrelles est effectué en deux étapes : avant l'opération de coulage et après coulage.

III.2.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- ✓ Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- ✓ Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5 x L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en annexe1. Il existe une méthode de calcul simplifiée, elle consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple, tant que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient$\mu \leq \mu_l$. Dans le cas de notre étude, on est arrivé à une distance égale à 0,90 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

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

- ✓ Poutrelle à une seule travée.
- ✓ Poutrelle à deux travées.
- ✓ Poutrelle à Troie travées.
- ✓ Poutrelle à Cinque travées.

Cas de 5 Travées planché terrasse :

1-Terrasse ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
2--3	4,056	0,6	6,3756	3,4	3,4	9,21	1,84	8,38	4,10	8,92	-12,76
3--4	4,056	0,6	6,3756	4,1	3,28	13,40	8,38	7,06	5,68	13,39	-12,75
4--5	4,056	0,6	6,3756	3,5	2,8	9,76	7,06	9,48	1,49	10,47	-11,85
5--6	4,056	0,6	6,3756	5	4	19,92	9,48	10,08	10,14	15,82	-16,06
5--7	4,056	0,6	6,3756	3,2	3,2	8,16	10,08	1,63	2,30	12,84	-7,56

2-Terrasse ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
2--3	4,056	0,6	4,656	3,4	3,4	6,73	1,35	6,12	3,00	6,51	-9,32
3--4	4,056	0,6	4,656	4,1	3,28	9,78	6,12	5,16	4,15	9,78	-9,31
4--5	4,056	0,6	4,656	3,5	2,8	7,13	5,16	6,92	1,09	7,64	-8,65
5--6	4,056	0,6	4,656	5	4	14,55	6,92	7,36	7,41	11,55	-11,73
5--7	4,056	0,6	4,656	3,2	3,2	5,96	7,36	1,19	1,68	9,38	-5,52

Cas de 3 Travées planché terrasse :

1-Terrasse ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
1--2	4,056	0,6	6,38	3,4	3,4	9,21	1,84	8,38	4,10	8,92	-12,76
4--5	4,056	0,6	6,38	4,1	3,28	13,40	8,38	8,65	4,89	13,00	-13,14
5--6	4,056	0,6	6,38	3,5	3,5	9,76	8,65	1,95	4,46	13,07	-9,24

2-Terrasse ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
1--2	4,056	0,6	4,66	3,4	3,4	6,73	1,35	6,12	3,00	6,51	-9,32
4--5	4,056	0,6	4,66	4,1	3,28	9,78	6,12	6,20	3,57	9,50	-9,59
5--6	4,056	0,6	4,66	3,5	3,5	7,13	6,20	1,43	3,02	8,15	-8,15

<u>Cas de 2 Travées planché terrasse</u> :

1-Terrasse ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
4--5	4,056	0,6	6,3756	5	5	19,92	3,98	14,43	10,72	13,85	-18,03
5--6	4,056	0,6	6,3756	3,2	3,2	8,16	14,43	1,63	0,13	14,20	-6,20

2-Terrasse ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
4--5	4,056	0,6	4,656	5	5	14,55	2,91	10,54	7,83	10,11	-13,17
5--6	4,056	0,6	4,656	3,2	3,2	5,96	10,54	1,19	0,09	10,37	-4,53

<u>Cas de 1 Travées planché terrasse</u> :

1-Terrasse ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
4--5	4,056	0,6	6,3756	1,9	1,9	2,88	0,58	0,58	2,30	6,06	-6,06

2-Terrasse ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
4--5	4,056	0,6	4,656	1,9	1,9	2,10	0,42	0,42	1,68	4,42	-4,42

<u>Cas de 6 Travées planché S/SOL</u> :

1-Terrasse ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
2--3	4,092	2,1	8,6742	3,4	3,4	12,53	2,51	11,40	5,58	12,13	-17,36
3--4	4,092	2,1	8,6742	4,1	3,28	18,23	11,40	9,61	7,73	18,22	-17,35
4--5	4,092	2,1	8,6742	3,5	2,8	13,28	9,61	12,90	2,03	14,24	-16,12
5--6	4,092	2,1	8,6742	5	4	27,11	12,90	12,57	14,37	21,75	-21,62
6--7	4,092	2,1	8,6742	3,2	2,56	11,10	12,57	5,41	2,12	16,12	-11,64
6--7	4,092	2,1	8,6742	1,9	1,9	3,91	5,41	0,78	0,82	10,67	-5,81

2-Terrasse ELS

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
2--3	4,092	2,1	6,192	3,4	3,4	8,95	1,79	8,13	3,99	8,66	-12,39
3--4	4,092	2,1	6,192	4,1	3,28	13,01	8,13	6,86	5,51	13,00	-12,38
4--5	4,092	2,1	6,192	3,5	2,8	9,48	6,86	9,21	1,45	10,16	-11,51
5--6	4,092	2,1	6,192	5	4	19,35	9,21	8,97	10,26	15,53	-15,43
5--7	4,092	2,1	6,192	3,2	2,56	7,93	8,97	3,86	1,51	11,50	-8,31
5--8	4,092	2,1	6,192	1,9	1,9	2,79	3,86	0,56	0,58	7,62	-4,14

<u>Cas de 3 Travées planché S/SOL</u> :

1-Terrasse ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
1--2	4,092	2,1	8,67	3,4	3,4	12,53	2,51	11,40	5,58	12,13	-17,36
4--5	4,092	2,1	8,67	4,1	3,28	18,23	11,40	9,61	7,73	18,22	-17,35
5--6	4,092	2,1	8,67	3,5	2,8	13,28	9,61	2,66	7,15	17,17	-13,19

2-Terrasse ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
1--2	4,092	2,1	6,19	3,4	3,4	8,95	1,79	8,13	3,99	8,66	-12,39
4--5	4,092	2,1	6,19	4,1	3,28	13,01	8,13	6,86	5,51	13,00	-12,38
5--6	4,092	2,1	6,19	3,5	2,8	9,48	6.56	1,90	7,59	10,84	-10,84

<u>Cas de 2 Travées planché S/SOL :</u>

1-Terrasse ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
4--5	4,092	2,1	8,6742	5	5	27,11	5,42	19,63	14,58	18,84	-24,53
5--6	4,092	2,1	8,6742	3,2	3,2	11,10	19,63	2,22	0,18	19,32	-8,44

2-Terrasse ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
4--5	4,092	2,1	6,192	5	5	19,35	3,87	14,02	10,41	13,45	-17,51
5--6	4,092	2,1	6,192	3,2	3,2	7,93	14,02	1,59	0,13	13,79	-6,02

D’après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2

Tableau III.2: Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)
S/SOL	19.63	14.02	14.58	10.41
EC	13.36	9.67	9.92	7.18
TER	14.43	10.54	10.72	7.83

III.2.1.2.1. Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage effectué en flexion simple avec une fissuration peu nuisible, en utilisant le logiciel de calcul SOCOTEC pour les deux types de section rectangulaire et en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul est considérée rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul est considérée comme une section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.11.

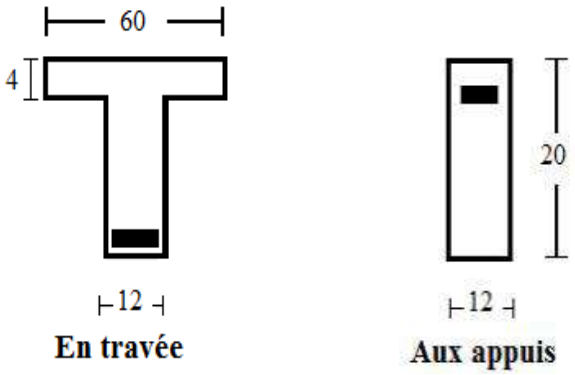


Figure III.03: Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

- Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et

Tableau III.3Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	TER/EC	14.43	2.75 (E400)	2HA14 = 3.079
	S/SOL	19.63	2.82 (E400)	2HA14 = 3.079
En travée	TER/EC	10.72	1.75 (E400)	2HA8 + 1HA10 = 1,791
	S/SOL	14.58	1.85 (E400)	3HA10 = 2.35

III.2.1.2.2. Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.4)

Tableau III.4Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	Sollicitationà l'ELS(kN.m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
TER/EC	7.83	10.72	4.33	13.6	15	CV
S/SOL	10.41	14.58	3.48	11.2	15	CV

III.2.1.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

La vérification des contraintes de cisaillement est effectuée à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle, avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau III.5:Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN.m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
TER /EC	18.03	0.5	0.33	CV
S/SOL	24.53	0.89	0.33	CV

III.2.1.2.4. Vérification de la flèche

Selon les recommandations de la méthode de calcul, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire à condition que les trois inégalités préconisées sont vérifiées (Voir annexe3). Pour le cas de notre étude, on a trouvé qu'une seule inégalité n'est pas vérifiée à cet effet, la vérification la flèche est nécessaire et les résultats sont présentés dans le tableau III.6.

Tableau III.6:Vérification de la flèche.

				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (m)	b (m)	M t (KN.m)	A_t (cm²)	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle 16+4	5.00	20	12	7.83	1.79	5.23	10	Oui
Poutrelle 20+5	5.00	25	12	10.41	2.35	3.39	10	Oui

III.2.2. Dalle de compression

La dalle de compression sert à la bonne distribution et la répartition des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués, son ferraillage sert

également à reprendre les efforts et limiter le risque de fissuration du béton. La section d'armature à prévoir doit satisfaire les 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 :

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

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

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE525 ($F_e = 525$).

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

$$\text{On a : } L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\,L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{525} = 0{,}46cm^2/ml$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

$$\text{On choisira : } A_{t1} = 5\,\emptyset\,4{,}5 = 0.98cm^2 \text{avec un éspacement de } 15cm.$$

$$A_{t2} = 4\,\emptyset\,5 = 0{,}78cm^2 \text{avec un éspacement de } 15cm.$$

Le treillis soudé utilisé dans les dalles est composé d'un maillage carré de 15 x 15cm² avec une section d'acier de 4,5 mm de diamètre (Voir la fiche technique du treillis soudé en annexe 4)

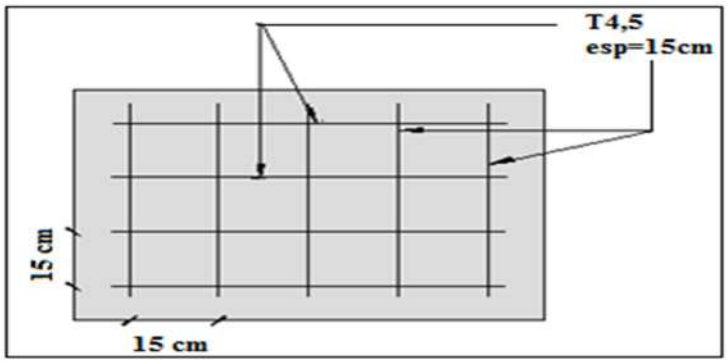


Figure III.04: Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3. Dalle pleine

Le plancher à dalle pleine est un type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières, il est considéré comme une plaque mince réalisée en béton armée et e coulé sur un coffrage plat, le diamètre des armatures incorporés et leur

nombre varient suivant les dimensions, l'épaisseur de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul de dalle pleine se fait en flexion simple en utilisant la méthode de lignes de ruptures pour la détermination des moments (voir annexe 5).

III.3.1. Pour une dalle encastrée à trois cotés (Figure III.05)

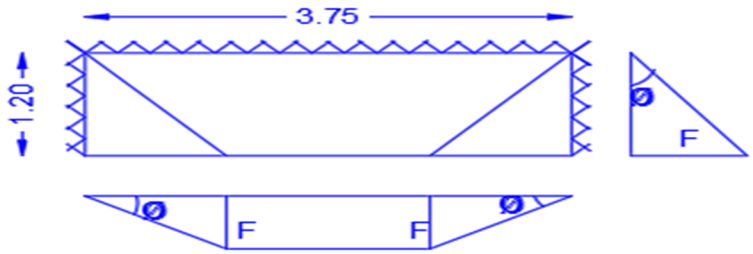


Figure III.05: Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.

$\sum T_{INT} = q \cdot f \cdot (2.25 - 0.6\ y)$

$\sum T_{INT} = M \cdot f \cdot (3.6/y + 4.687)$

$y = 1.09$ m

$M_u = 0{,}20\ P_u$

$M_S = 0{,}20\ P_S$

Tableau III.7:Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_s(kN/m^2)$	$M_u = 0{,}20\ P_u$	$M_S = 0{,}20\ P_S$
7.71	1	11.91	8.71	2.382	1.742

- **Calcul de ferraillage**

Le calcul du ferraillage a été effectué en flexion simple sur une bande de 1 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, la fissuration est considérée préjudiciable**.**

Tableau III.8:ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	**A (cm^2)**	**A_{min} (cm2)**	**A_{choix} (cm2)**	**Espacement (cm)**
travée	2.382	0.57	1.5	7HA8 = 3.52	**15**
appuis	1.191	0.29	1.5	7HA8 = 3.52	**15**

- **Vérification des contraints à l'E.L.S**

Tableau III.9:Vérification des contraintes à l'ELS.

contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	vérification	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	vérification
travée	1.742	1.03	15	oui	45.1	0	201.6	oui
appuis	0.871	0.52	15	oui	22.5	0	201,63	oui

- **Vérification d'effort tranchant à ELU**

La dalle travaille suivant une seule direction (car : (L_x/L_y) =0,36< 0,4)

Tableau III.10:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
15	100	6.16	0,052	1,16	OUI

III.4.6.6.Vérifications préliminaires de la flèche

				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (m)	b (m)	M t (KN.m)	A_t (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
dalle	3.75	0.15	1.00	1.74	3.52	0.3	7.5	oui

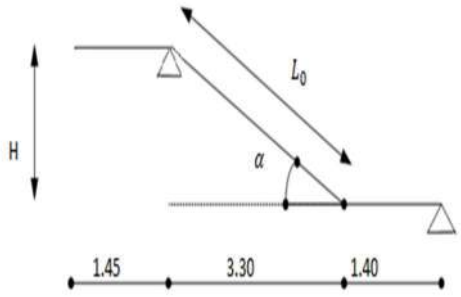
III.4. Escaliers :

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux dans une construction, il est constitué d'une suite de plan horizontal permettant de passer d'un niveau à un autre. Il doit donc être économique et fournit un maximum de confort, de sécurité, d'efficacité et esthétique.

III.4.1. Pré dimensionnement d'escalier :

Le pré dimensionnement des escaliers est effectué en se basant sur des caractéristiques géométriques qui sont comme suit:

- Le nombre de contre marche égale à 19.
- Hauteur du palier: H = 1.19 m
- Hauteur de la contre marche :
- $h = \frac{323}{19} = 17cm$



FigureIII.06: Dimensions de l'escalier

- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤64cm g+2h =64cm (CV)

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

tg α = H / L = 1.19/1.8= 0.566 D'où alors : **α =29°**

$L_0 = \frac{2.14}{\cos \alpha} = 2.15 L_{tot}$ =L_1+L_2 =2.15+1.30 + 1.30 = 4.75 m

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

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 13.5 \leq e \leq 15..8 \quad \Longrightarrow$ **e=15 cm**

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et la paillasse d'escalier sont illustrés respectivement sur les tableaux III.11 et III.12.

Tableau III.1111:Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**4,95**

Tableau III.12: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,15/ cos α	25	4,43
4	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,12
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**7,75**

Selon le document technique réglementaire la surcharge d'exploitation pour un escalier (palier et paillasse) dans un bâtiment à usage d'habitation est égale à Q =2,5kN/m².

Le calcul d'escalier a été effectué en flexion simple tout en considérant l'escalier comme une poutre simplement appuyée de 1 m de largeur, soumise à des charges permanentes et exploitations à l'ELU (figures III.07). En suite la vérification est effectuée à l'ELS. Les résultats sont récapitulés sur les tableaux III.13 et III.14.

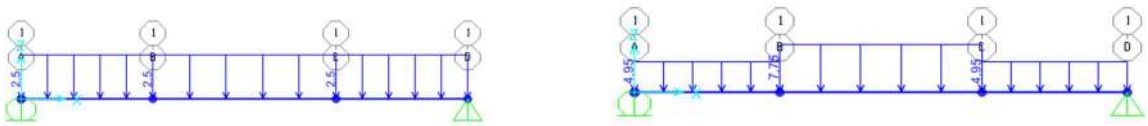


Figure III.07:Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier

Tableau III.13:Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
					0,85.M_0 (kN.m)	0,50.M_0 (kN.m)
Palier	4.95	2.5	10.43	31.2	26.52	15.6
Paillasse	7.75	2.5	14.21			

Tableau III.14:Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
					0,85.M_0 (kN.m)	0,50.M_0 (kN.m)
Palier	4.95	2.5	8.20	22.44	19.074	11.22
Paillasse	7.75	2.5	10.93			

ELU ELS



Figure III.08. Diagramme des moments à l'ELU / ELS



Figure III.09. Diagramme effort tranchent

III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU :

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.19. Et les vérifications nécessaires selon le CBA sont données sur le tableau III.20.

Tableau III.12:Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}=\frac{A}{4}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	26.52	6.86	0.00	1.60	7HA12 = 7.917	1.98	5HA8 = 2.511
En appuis	15.6	3.1	4.80		6HA10 =4.712	1.18	4HA8 = 2.011

Le tableau III.16, présente la vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 [2].

Tableau III.16: Vérification de la contrainte tangentielle.

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (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	15.00cm ≤ 33cm	20.00cm ≤ 45cm	3.33	0.22	CV
Appuis	20.00cm ≤ 33cm	25.00cm ≤ 45cm			

III.4.4. Vérification à l'ELS :

La vérification de calcul à l'état limite de service est effectué en considérons la fissuration est peu nuisible en appliquant l'inégalité suivante : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ (tableau III.17)

Tableau III.17:Vérification à l'E.L.S.

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	7,92	19.074	8.43	15	OUI
En appuis	4.71	11.22	5.96	15	OUI

III.4.5. Vérification de la flèche

La verification de la flèche d'escalier est nécessaire lorsque les conditions préliminaires recommandés par la méthode de calcule ne sont pas vérifiées, le tableau III.18 illustre les résultats de calcul obtenus. A cet effet on adopté une épaisseur de **(ep=15cm)** pour l'escalier avec une section d'armature de **(7 HA12).**

Tableau III.18:Vérification de la flèche de l'escalier.

				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (m)	b (m)	M t (KN.m)	A_t (cm²)	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
escalier	4.75	0.15	1.00	19.074	7.92	8.96	9.5	oui

III.4.6.Calcul de la console palière

La console palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les console porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de pré dimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.6.1.Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement de la console palière et les vérifications nécessaires sont présentés sur le tableau III.19:

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

Conditions de résistance	L_{max}= 1.30 m ⇒23 ≤ h ≤35cm.On adopte : h = 30 cm ⇒10.5≤ b ≤24.5cm. On adopte : b = 30 cm
Verification salon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1.16(CV)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=1.22) ≥ (1/16=0.0625) (CV)
Conclusion	h = 30cm ; b = 30 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la console: P_{poutre}=0.30 ×0.30×25=2.25kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=26.35kN,R_{ser}=18.91kN

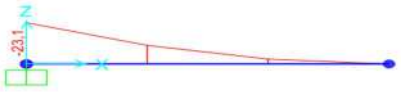
Poids du mur : P_{mur}= 2.52×1.19 = 2.99kN/ml

P_u = 26.35/1.3+1.35(2.25+2.99) = 27.34kN/ml

P_{ser}= 18.91/1.3+(2.25+2.99) = 19.78kN/ml

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul de la console encastrée sur son côté est effectué par les méthodes de résistance des matériaux, les résultats des efforts internes sont illustrés dans le tableau III.20 :



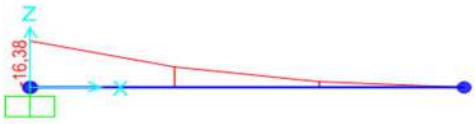


Figure III.10. Diagramme des moments à l'ELU Figure III.11. Diagramme du moment ELS

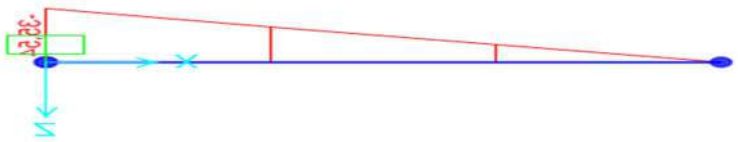


Figure III.13:Efforts internes dans la console palière.

III.4.6.4. Ferraillage de la console palière :

Le calcul des armatures longitudinales est effectué en flexion simple à l'état limite ultime.Tableau III.20:Ferraillage de la console palière

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{tenduemin}$ (cm²) CBA	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{totalemin}$ (cm²) RPA	obs
Console/ELU	23.1	2.46	0.00	0.9	3HA12=3.39X 2=6.78	0.3 x0.3 x0.5=4.5	CV
Console/ELS	16.38	/	/	/	/		/

III.4.6.5.Vérification à l'ELS

La vérification de calcul à l'état limite de service est effectué en considérons la fissuration est peu nuisible en appliquant l'inégalité suivante : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ (tableau III.21)

Tableau III.21 : Vérification à l'E.L.S de la console palière

Section (cm²)	Position	M_{ser}(kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b(MPa)	Verifications
30x30	Console	16.38	3.39	0.00	5.27	CV

Tableau III.22: Vérification des contraintes tangentielles de la console palière

Section (cm²)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	τ_{uadm}(MPa)	$\tau_u < \tau_{uadm}$
30x30	35.54	0.42	3.3	CV

La section d'armature transversale (A_t) de la console palière, ainsi que leurs espacements (S_t), sont résumés dans le tableau III.27:

Tableau III.23: Calcul de la section d'armature transversale de la console palière

Section (cm²)	RPA99		CBA93	$S_{t\ adopté}$		A_t(cm²)	Verifications $A_{choisie} \geq A_{min}$
	S_{t1}	S_{t2}	S_t	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	
30x35	8.75	17.5	29.25	5	15	3 Φ 8	CV

III.4.6.6.Vérifications préliminaires de la flèche

Tableau III.24: vérifications préliminaires de la flèche de la console palière

				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (m)	b (m)	M t (KN.m)	A_t (cm²)	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
consol	1.3	0.3	0.3	16.38	3.39	0.23	5.2	oui

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

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

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

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

X_G, Y_G: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2. Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une 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 des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

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

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.

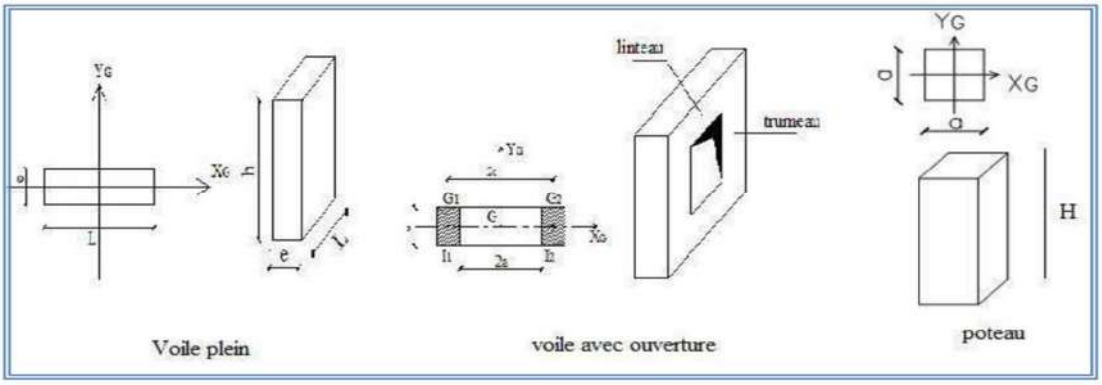


Figure. IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

$$\text{Poteau carré:} \qquad I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2. Les voiles

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'augmenté la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$: La rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E: module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- **Moment d'inertie**
  - **Les Voiles pleins**

$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12} \text{ par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L \cdot e^3}{12} \text{ par rapport à " YG ".}$$

  - **Les Voiles avec ouverture**

$$\mathbf{Ie} = \frac{\mathbf{a_n\, I}}{\frac{\mathbf{60}}{\mathbf{11}}\left(\frac{\mathbf{2mc}}{\mathbf{I1+I2}}\right)\frac{\mathbf{A0(\alpha.\varepsilon)}}{\mathbf{\alpha^2}} + \mathbf{1}}$$

Avec $\mathbf{a_n}$ **:** coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\mathbf{a_n} = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11} \quad \cdots\cdots \text{Si } n \leq 11$$

$$\mathbf{a_n} = 1 \quad \cdots\cdots \text{Si } n > 1$$

I : Inertie totale du refend.

E: Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : Moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{A1}+\frac{1}{A2}}$$

$\mathbf{I_i}$ **:** Moment d'inertie des trumeaux.

$\mathbf{A_i}$ **:** Aire des éléments du refend.

2c : Distance entre les deux center de gravité des trumeaux

a : Demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w\, H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles)

$\mathbf{H_0}$ **:** Hauteur totale du refend

$w^2 = \frac{3\,i\,l\,C}{I_0\ m\ a^3 H}$: voile à une seule file d'ouverteure.

$w^2 = \frac{G}{I_0\ m\ H}\left[2\left(\frac{1\ c^2}{a^3}\right)\right]$: voile à deux file d'ouverteure

$A_{0(\alpha,\varepsilon)}$: est une fonction de (α, ε) qui vaut :

$$\varepsilon = \frac{X}{H}$$

$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \left(\frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3} - \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\alpha}\right)$ ..... Si $\varepsilon = 0$

$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \frac{1}{3}(2 - 3\varepsilon + \varepsilon^3)\frac{2}{\alpha^2}\varepsilon + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\alpha} \cdot sh\alpha(1-\varepsilon) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\alpha\varepsilon}{ch\alpha}$ ..... Si $0 < \varepsilon < 1$

NB : Si $\alpha > 10$ on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite ,le voile considéré comme en étant plein.

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

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

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

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à alger communes alger , zone III (sismicité élevée) selon la règles parasismiques 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 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 22,61m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

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

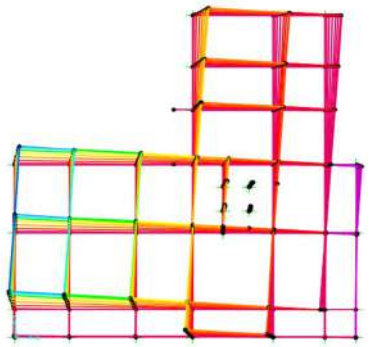
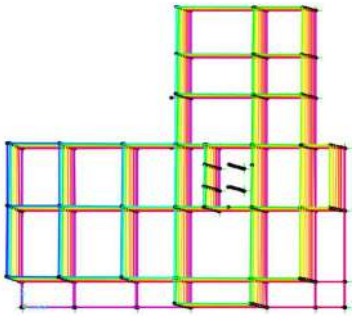
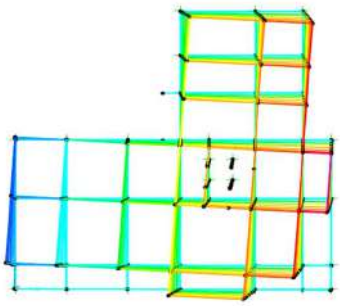
✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

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

IV.3.2. Analyse de notre structure

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.

Tableau IV.2: Le comportement des trois premiers modes auto-stable.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation Suivant l'axe 'Y'plus rotation autour l'axe 'z'	Ux=0,40%	Translation Suivant l'axe 'X'plus rotation autour l'axe 'z'	Ux=54,95%	rotation autour l'axe 'z' plus Translation Suivant l'axe 'X'	Ux=29,59%
	Uy=25,73%		Uy=0,00%		Uy=0,00%
	Rz=30,83%		Rz=4,64%		Rz=26,36%
	T=0, 98 s		T=0,9 s		T=0,82 s

IV.3.2.1. Dispositions des voile

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (sap 2000) on a choisi une variante (Figure .IV.2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

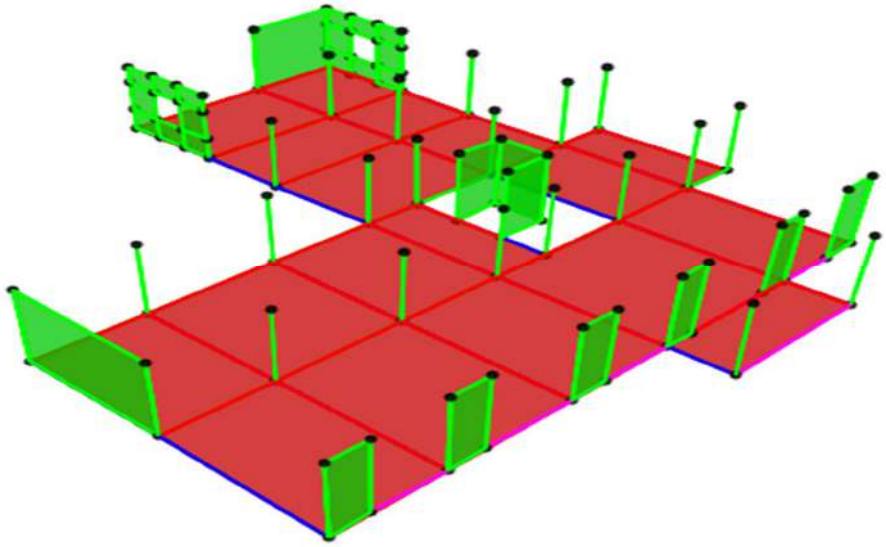


Figure. IV.2. disposition des voiles finale

IV.3.2.2. Détermination centre de masse et centre de torsion

Tableau IV.3: Centre de masse et centre de torsion.

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
DIAPH8	3.74	8723.625	11,939	8,450	2.204E+007	2.218E+007	14.380	11.110
DIAPH7	6.97	5990.799	11,572	9,108	2.204E+007	2.218E+007	11.360	11.777
DIAPH6	10.20	5203.259	11,501	9,975	2.204E+007	2.218E+007	11.107	12.022
DIAPH5	13.43	5101.491	11,491	9,992	2.204E+007	2.218E+007	11.150	11.891
DIAPH4	16.66	4999.720	11,481	10,010	2.204E+007	2.218E+007	11.233	11.598
DIAPH3	19.89	4909.925	11,71	10,025	2.204E+007	2.218E+007	11.345	11.240
DIAPH2	23.12	4820.043	11,461	10,042	2.204E+007	2.218E+007	11.462	10.846
DIAPH1	26.35	3929.647	11,616	9,739	2.204E+007	2.218E+007	11.594	10.447

IV.3.2.3. Excentricité

- **Excentricité additionnelle**

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à **:**

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

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

- **Vérification de l'excentricité**

Selon l'article 3.5.1.a de l'RPA2003 à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.17 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.32 m

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 21,10 m

Largeur du bâtiment = 22,15 m

Tableau IV.4: Excentricité suivant les deux directions

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
DIAPH8	3.74	2.441	2.660	Ok
DIAPH7	6.97	0.212	2.669	Ok
DIAPH6	10.20	0.394	2.047	Ok
DIAPH5	13.43	0.341	1.899	Ok
DIAPH4	16.66	0.248	1.588	Ok
DIAPH3	19.89	0.126	1.215	Ok
DIAPH2	23.12	0.001	0.804	Ok
DIAPH1	26.35	0.022	0.708	Ok

.

- **Commentaries**

Pour tous les niveaux on a l'excentricité et inferieure à l'excentricité admissible

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais 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.».

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.v20.2.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération « A » (RPA2003 « Tab 4.1 »)

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

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0,25

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement « η »

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement « R »

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles, 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.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10niveaux ou 33 m au maximum ; Donc : R=4

Tableau IV.5: sollicitation due aux charges vertical revenant aux voiles.

Niveau	RDC	1er	2éme	3éme	4éme	5éme	6éme
S étage (KN)	535,4	535,42	535.42	535.42	535.42	535.42	535.42
S voile (KN)	76,25	76.25	76.25	76.25	76.25	76.25	76.25
S voile/S étage (%)	14.24	14.24	14.24	14.24	14.24	14.24	14.24

IV.4.2.3.4. Facteur de qualité « Q »

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

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

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

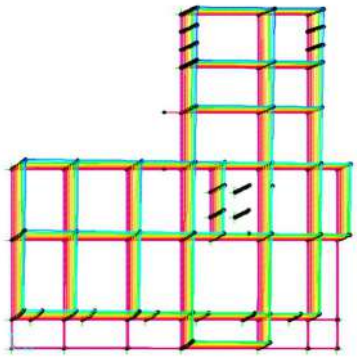
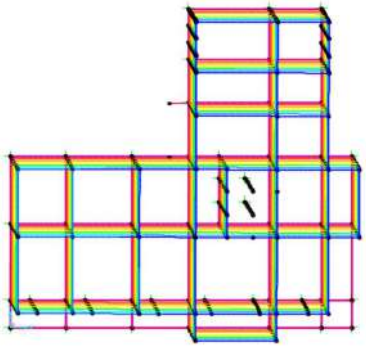
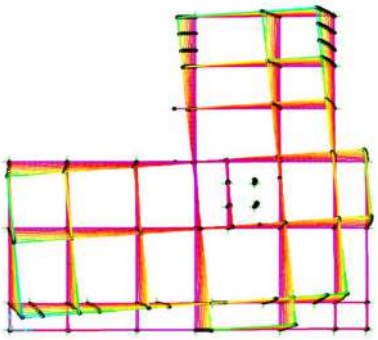
IV.4.1. Résultats de l'analyse dynamique

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

IV.4.1.1. Analyse modale

IV.4.1.1.1. Comportement modal

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

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Mode complet. Translation pur. Suivent l'axe 'x'	Ux=48,25%	Mode complet Translation pur. Suivant l'axe 'y'	Ux=13,24%	Rotation pur auteur l'axe 'Z'	Ux=0,72%
	Uy=12,95%		Uy=46,88%		Uy=0,04%
	Rz=0,956%		Rz=0,06%		Rz=56,25%
	T=0,68 S		T=0,62 S		T=0,48 S

IV.4.1.1.2. Participation massique (RPA2003 Art4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA version 2003 [Art4.3.4.a]

Tableau IV.7: Participation des masses modale

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X%	U_Y%	R_Z%
1	0,683	0,683	48,256	12,958	0,956
2	0,623	1,106	61,497	59,845	1,016
3	0,485	1,791	62,221	59,892	57,272
4	0,203	1,994	75,23	60,945	57,281
5	0,168	2.162	76,443	77,702	57,431
6	0,128	2,29	76,67	78,105	75,011
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
64	0,029198	5,204604	96,746	98,736	91,166

- **Commentaries**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 64 mode avec un temps égale à « T=5,204 sec ».

D'après RPA version 2003 [Art4.3.4.b], le Nombre minimale (K) à retenir doit être tel que $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0{,}20$ sec

N : Nombre des niveaux au-dessus du sol

T_k : La période du mode K

N= 7 donc : $K=3\sqrt{7}$ =7,93 on adopte K=8

T_k= 0,095 $\leq$ 0,20 sec CV

IV.4.1.2. Analyse statique et dynamique

IV.4.1.2.1. 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 E_d 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 :

$$\frac{E_d}{V_{st}} \geq 80\%$$

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

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) $\Rightarrow$ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

η: Facteur de correction d'amortissement. $\eta = 0{,}88$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_x = \frac{0{,}09 \times 22{,}61}{\sqrt{21{,}20}} = 0{,}442 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 22{,}61}{\sqrt{21{,}00}} = 0{,}444$$

$$\Rightarrow D_x = 2, \quad , \quad D_y = 2{,}14$$

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

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

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad avec \; W_i = G_i + \beta\, Q\,, \qquad \beta_1 = 0{,}2$$

$$\Rightarrow W = 37180\,,48\;kN$$

- ✓ On représente les résultats dans le tableau VI.7

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

$\mathbf{A}$	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	$\mathbf{R}$	$\mathbf{W(kN)}$	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0 ,25	2,15	2,15	1,1	1,1	4	35298.27	5212,67	5212,67

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

$$E_{dx} = 4654.74\,kN \quad , \quad E_{dy} = 4819{,}26kN$$

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

	$\mathbf{E_d}$	$\mathbf{V_{st}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \geq \mathbf{0,8}$
Sens X	4654.74	5212,67	0,893	CV
Sens Y	4819,26	5212,67	0,925	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1)

Le moment de renversement égale à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i$, $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$

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

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 :**

Tableau IV.10.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Etage	Wi (KN)	Wi hj (KN.m)	hi(m)	Fix(KN)	Fiy(KN)
RDC	4762,44	33194,21	6,97	329,57	341,21
1er	4112,27	41945,12	10,2	416,45	431,17
2éme	7040,08	94548,31	13,43	938,71	971,89
3ème	1073,39	17882,68	16,66	177,55	183,82
4ème	4001,21	79583,99	19,89	790,14	818,07
5ème	3903,21	90242,19	23,12	895,96	927,63
6ème	3536,86	93196,31	26,35	925,29	958,00
∑		468831,340	/	4654,748	4819,269

Les valeurs des moments de renversement et stabilité pour chaque direction (x ou y)

Sont représenté dans le tableau suivant

Tableau IV.11: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Etage	Wi (KN)	Xg (m)	Yg (m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)	hi(m)	Fix(m)	Fiy(KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
RDC	4762,44	11,572	9,108	55110,97	43376,31	6,97	329,57	341,21	2297,07	2378,26
1er	4112,27	11,501	9,975	47295,18	41019,86	10,2	416,45	431,17	4247,77	4397,91
2éme	7040,08	11,491	9,992	80897,59	70344,51	13,43	938,71	971,89	12606,93	13052,52
3ème	1073,39	11,481	10,010	12323,59	10744,63	16,66	177,55	183,82	2957,92	3062,47
4ème	4001,21	11,71	10,025	46854,12	40112,09	19,89	790,14	818,07	15715,93	16271,40
5ème	3903,21	11,461	10,042	44734,68	39196,02	23,12	895,96	927,63	20714,62	21446,78
6ème	3536,86	11,616	9,739	41084,19	34445,50	26,35	925,29	958,00	24381,41	25243,17
∑	/	/	/	386522,16	320446,28	/	/	187,48	83598,899	86553,683

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 :

$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$; $\frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{297873{,}93}{83598{,}899} = 6{,}90 \geq 1{,}5$ $\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{281989{,}71}{86553{,}683} = 3{,}34 \geq 1{,}5$ CV

- **Commentaire**

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

c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

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

h_e : La hauteur d'étage

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

Niveau	$\mathbf{h_e(m)}$	$\boldsymbol{\delta_{ek}(cm)}$	$\boldsymbol{\delta_k(cm)}$	$\boldsymbol{\Delta_k(cm)}$	$\boldsymbol{\Delta_{adm}(cm)}$	$\boldsymbol{\Delta_k \leq \Delta_{adm}}$
22,61	3,23	2,574	10,30	1,27	3,23	CV
19,78	3,23	2,257	9,03	1,47	3,23	CV
16,15	3,23	1,891	7,56	1,65	3,23	CV
12,62	3,23	1,479	5,92	1,73	3,23	CV
9,69	3,23	1,047	4,19	1,66	3,23	CV
6,46	3,23	0,633	2,53	1,43	3,23	CV
3,23	3,23	0,275	1,10	1,10	3,23	CV

Tableau IV.1: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	$\mathbf{h_e(m)}$	$\mathbf{\delta_{ek}(cm)}$	$\mathbf{\delta_k(cm)}$	$\mathbf{\Delta_k(cm)}$	$\mathbf{\Delta_{adm}(cm)}$	$\mathbf{\Delta_k \leq \Delta_{adm}}$
22,61	3,23	2,454	9,81	1,45	3,23	CV
19,78	3,23	2,090	8,36	1,56	3,23	CV
16,15	3,23	1,701	6,81	1,61	3,23	CV
12,62	3,23	1,298	5,19	1,59	3,23	CV
9,69	3,23	0,900	3,60	1,44	3,23	CV
6,46	3,23	0,540	2,16	1,21	3,23	CV
3,23	3,23	0,237	0,95	0,95	3,23	CV

- **Commentaire**

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

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

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$

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

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

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

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

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

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

Tableau IV.2: Vérification de l'effet P-Δ.

Niveu (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
3,23	34470,77	1,27	1,45	4359,66	4491,49	323	0,031	0,035	CV
6,46	27864,65	1,47	1,56	4148,08	4273,52	323	0,031	0,031	CV
9,69	23248,90	1,65	1,61	3852,42	3968,92	323	0,031	0,029	CV
12,62	19247,70	1,73	1,59	3467,98	3572,85	323	0,030	0,027	CV
16,15	12508,77	1,66	1,44	2604,67	2683,44	323	0,025	0,021	CV
19,78	11343,28	1,43	1,21	2418,03	2491,16	323	0,021	0,017	CV
22,61	7440,07	1,10	0,95	1667,98	1718,42	323	0,015	0,013	CV

IV.4.1.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres** :

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

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

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

Tableau IV.3: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales 1	35×45	232,677	ELA (G+Q+Edy)	Fissuration préjudiciable	1,58	2,5	CV
Poutres principales 2	35×45	298,118	ELA (G+Q + Edx)	Fissuration préjudiciable	2,02	3,26	CV
Poutres secondaires	30×35	199,772	ELA (G+Q + Edx)	Fissuration préjudiciable	2,08	3,26	CV

- **Commentaire**

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

- **Les poteaux**

D'appris (RPA2003 « Art 4.4.3 »). On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toute fois, 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.

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

Tableau IV.4: Vérification de cisaillement des Poteau.

Section (cm²)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 35×35	3,23	G+Q+E_{dx}	55.313	0.493	1,875	Oui
Poteau 40×40	3,23	G+Q+E_{dx}	73.549	0.496	1,875	Oui
Poteau 45×45	3.23	G+Q+E_{dx}	83.875	0,44	1,875	Oui
Poteau 50×50	3.74	G+Q+E_{dx}	19.386	0,068	1,875	Oui

➢ **Commentaire**

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

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

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).

On doit vérifier que :

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

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau IV.5: Vérification de l'effort normal réduit suivant x

Section (cm²)	Combinaison	N_d(kN)	B_c(mm^2)	ν	$\nu \leq 0.3$
Poteau 35×35	G+Q+E_{dx}	383,064	78400,00	0,20	CV
Poteau 40×40	G+Q-E_{dx}	807,31	108900,00	0,30	CV
Poteau 45×45	G+Q+E_{dx}	1254,147	144400,00	0,35	CNV
Poteau 50×50	G+Q+E_{dx}	1722,371	184900,00	0,37	CNV

➢ **Commentaire**

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

Tableau IV.18: Vérification de l'effort normal réduit suivant x

Section (cm^2)	Combinaison	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	ν	$\nu \leq 0.3$
Poteau 35×35	G+Q+E_{dx}	401,493	108900,00	0,15	CV
Poteau 40×40	G+Q-E_{dx}	839,041	144400,00	0,23	CV
Poteau 45×45	G+Q+E_{dx}	1298,804	184900,00	0,28	CV
Poteau 50×50	G+Q+E_{dx}	1765,637	230400,00	0,30653	CV

- **Conclusion**

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Dimensions finales des éléments.

Eléments	Section	Eléments		Section
Poutres principales	35x45	**Voile de contreventement**		20xL
Poutres secondaires	30x35	**Poteau**	5émé, 6éme étage	35x35
Poutre Chainage	30x30		3er, 4éme étage	40x40
Longrines	30x30		1er, 2éme étage	45x45
Voiles périphérique	20xL		sous-sol, RDC	50x50

CHAPITRE V :

FERRAILLGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 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 RPA99 version2003**

✓ G + Q ± E ; 0.8G ± E

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 porteuses, poutres non porteuses).

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

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

V.2.1.1. Poutre porteuse

On a 3 cas des poutres porteuse (cas normal suivent y ; suivent x; poutres palier)

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

Elements	(bxh)	Combinaison	$M_t(kN.m)$	$A_t(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_a(cm^2)$
PP 1	35x45	ELU	169.7387	13.09	226,818	$G + Q + E_y$	15.27
PP 2	35x45	$G + Q + E_Y$	296.1534	26,15	314,9033	$G + Q + E_x$	22,62

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

Elements	Section calculi		Section chaise	
PP 1	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	13.09	15.27	6HA14+2HA16=13,258	8HA14+2HA16=16,336
PP 2	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	26,15	22,62	10HA16+2HA20=26,389	10HA16+2HA14=23,185

V.2.1.2. Poutre non porteuse

On 2 cas des poutres porteuse (cas normal; Bouds de voiles)

Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse.

Elements	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_t(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_a(cm^2)$
P non P	30x35	/	/	/	214,6889	G + Q + Ex	23,06

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

Elements	Section calculi		Section choosier	
P non P	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	/	23,06	/	10HA16+ 2 HA14=23,185

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$

Avec $\overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times F_{c28}$ si F_{c28} = 25 MPa donc $\overline{\sigma_b}$= 15 Mpa

$\overline{\sigma_S}$ = Min [$\frac{2}{3}$ Fe, $110\sqrt{\eta \times F_{tj}}$] F_{c28} = 25 et Fe = 400 donc $\overline{\sigma_S}$ = 201,63 MPa

V.2.2.1. Poutres porteuses

Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.

Elements	Solicitation à l'ELS		Constraints En travées			Constraints En appuis			Constraints admissible		Verifies
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
P-P 1	77,0407	113,017	7.17	159.8	/	8,93	139,5	/	15	201,6	CV
P-P 2	28,4949	31,3177	2,18	31.3	/	2.49	39.3	/	15	201,6	CV

V.2.2.2. Poutres non porteuse

Tableau V.6 : Vérification des contraintes des poutres non porteuses à l'ELS.

Elements	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Verifies
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
P non P	/	59.3351	/	/	/	8.46	98.9	/	15	201,6	CV

Section minimale : $\begin{cases} A_{min} = 0{,}5\%\, b.h\ (cm^2) & \text{RPA2003 (Art. 7.5.2.1).} \\ \text{Section tendue: } A_{tmin} = 0{,}1\%\, b.h\ (cm^2) & \text{CBA93 (Art. B. 6.4).} \end{cases}$

Section maximale : $\begin{cases} A_{max} = 4\%\, b.h\ (cm^2) \text{ en zone courante} \\ A_{max} = 6\%\, b.h\ (cm^2) \text{ en zone de recouvrementen} \end{cases}$

RPA2003 (Art. 7.5.2.1)

Tableau V.7 : Vérification de section d'armatures.

Elements	A choices		A min RPA		A max RPA				A min	
			A_t (cm^2)	A min (cm^2)	Zr (cm^2)	Zc (cm^2)	Zr RPA (cm^2)	Zc RPA (cm^2)	CBA (cm^2)	Verifies
P-P 1	appuis	12,06	16,68	6	16,68	10,65	72	48	1,2	CV
	travées	9,23	15,27		15,27					CV
PP 2	appuis	7,60	10,99	4,5	10,99	6,78	54	36	0,9	CV
	travées	7,19	10,58		10,58					CV
P non P	appuis	6,78	10,17	4,5	10,17	3,93	54	36	0,9	CV
	travées	3,39	6,78		6,78					CV

- **Commentaire**

Tous les sections des armateurs est satisfait vis avis à RPA version 2003 et le CBA93.

V.2.3. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$$M_t = kxM_0$$

k : Est un coefficient rédacteur$(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$, on prend : k=0,8

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe 1 » du CBA93.

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

P-P1	**A (cm²)**	$\mathbf{M_{ser}(kN.m)}$	$\boldsymbol{\rho(\%)}$	$\boldsymbol{\sigma_s(MPa)}$	$\boldsymbol{\mu}$	$\mathbf{y(cm)}$	$\mathbf{I_0(cm^4)}$	$\boldsymbol{\lambda_i}$
	9,23	57,78	0,83	194,34	0,57	21,57	163749,91	2,52
	$\boldsymbol{\lambda_v}$	$\mathbf{l_{fi}(cm^4)}$	$\mathbf{l_{fv}(cm^4)}$	$\mathbf{f_i(mm)}$	$\mathbf{f_v(mm)}$	$\mathbf{\Delta f(mm)}$	$\mathbf{\bar{f}(mm)}$	$\mathbf{\Delta f \leq \bar{f}}$
	1,00	73781,06	114253,49	7,10	13,75	6,65	10,8	CV
P-P2	**A (cm²)**	$\mathbf{M_{ser}(kN.m)}$	$\boldsymbol{\rho(\%)}$	$\boldsymbol{\sigma_s(MPa)}$	$\boldsymbol{\mu}$	$\mathbf{y(cm)}$	$\mathbf{I_0(cm^4)}$	$\boldsymbol{\lambda_i}$
	7,19	8,75	0,89	52,05	0,06	16,28	180064,4	2,36
	$\boldsymbol{\lambda_v}$	$\mathbf{l_{fi}(cm^4)}$	$\mathbf{l_{fv}(cm^4)}$	$\mathbf{f_i(mm)}$	$\mathbf{f_v(mm)}$	$\mathbf{\Delta f(mm)}$	$\mathbf{\bar{f}(mm)}$	$\mathbf{\Delta f \leq \bar{f}}$
	0,94	65192,02	71222,32	0,70	1,92	1,23	8,2	CV

V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifie $\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$. Donc la vérification des contraintes de cisaillement dans le Tableau.

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_{eE}E400$.

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

Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0{,}9d\ ,\ 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0{,}4\ MPa \end{cases}$$

Selon le RPA2003 article 7. 5. 2. 2 :

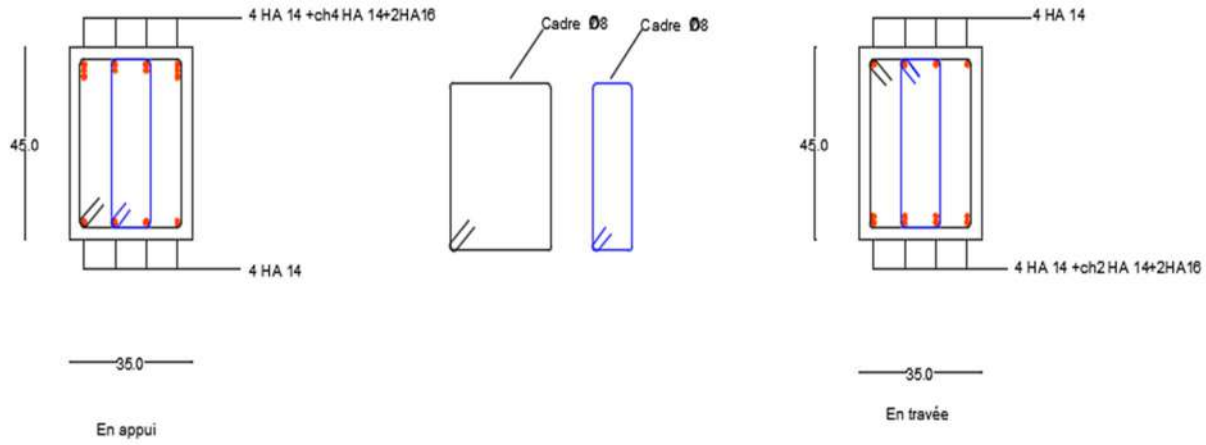
$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 \times b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_{l,}, 30cm\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Tableau V.09: La section d'armatures transversales.

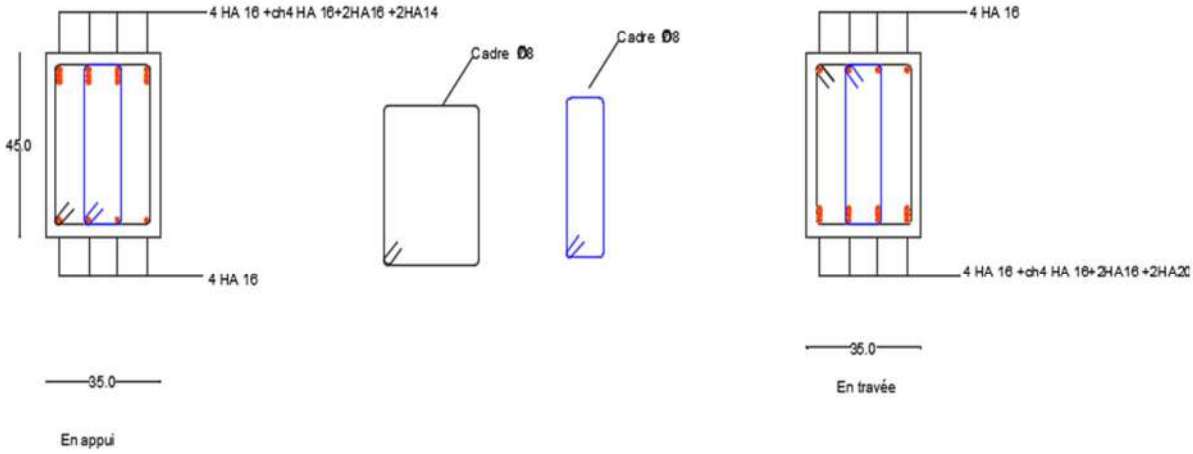
Elements		τ_u (MPa)	$S_{calculée}$ (cm)			$S_{adoptée}$ (cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
			CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
				ZN	ZC				
Poutres porteuse	PP1	1,1	33,3	10	20	10	15	1,35	**4Ø8 = 2,01**
	PP2	0,54	25,5	10	15	10	15	1,35	**4Ø8 = 2,01**
Poutres non porteuse	PnP	0,54	25,5	10	15	10	15	1,35	**4Ø8 = 2,01**

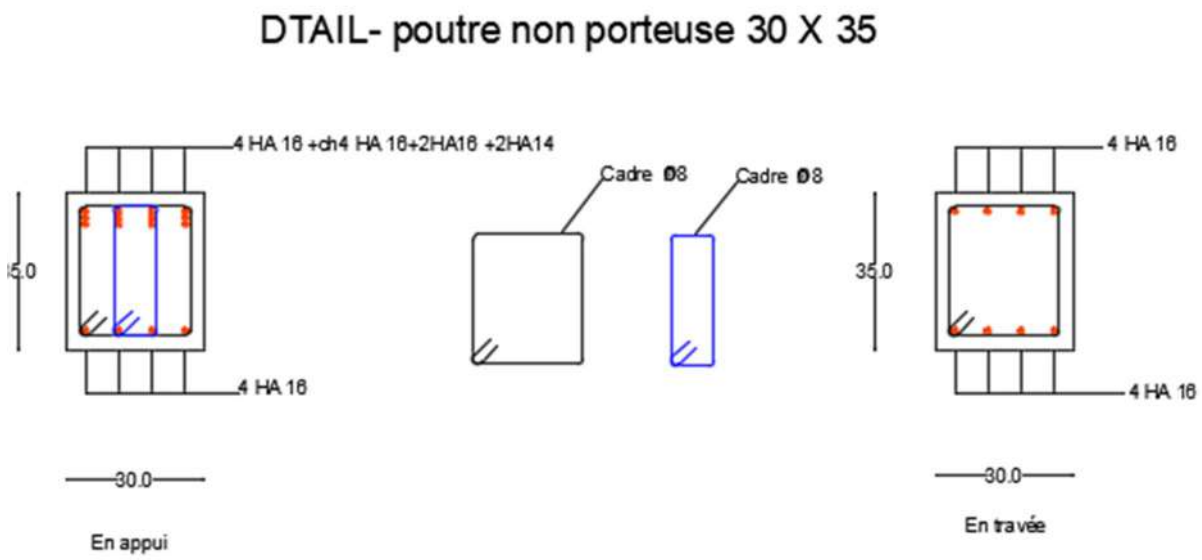
✓ Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

DTAIL- poutre porteuse1 35 X 45



DTAIL- poutre porteuse 2 35X 45





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. Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

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

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

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 :

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\% \quad \text{(Zone courante)}$$

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement)}$$

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ 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 $M_{correspondant}$
- ✓ M_{max} et $N_{correspendent}$
- ✓ N_{min} et $M_{correspendent}$

Tableau V.9 : La section d'armatures des poteaux.

Section de poteau	Cas	Combinaison	Etat	N(KN)	M	A	A min	Achois
50x50	Nmax---Mcors	1,35G+1,5Q	SEC	-2403,27	-16,17	0,00	22,50	**12HA16**
50x50	Mmax---Ncors	0,8G-Ey	SEC	-609,21	58,03	0,00	22,50	**24,127**
50x50	Nmin---Mcors	G+Q+Edy	SPC	183,03	13,16	3,04	22,50	
50x50	Nmax---Mcors	G+Q+EX	SEC	-1951,35	-43,59	0,00	22,50	**12HA16**
50x50	Mmax---Ncors	0,8G-Ey	SEC	-827,61	131,28	0,00	22,50	**24,127**
50x50	Nmin---Mcors	G+Q+EX	SPC	179,95	33,74	4,17	22,50	
45x45	Nmax---Mcors	1,35G+1,5Q	SEC	-1650,40	-22,18	0,00	18,23	**12HA14**
45x45	Mmax---Ncors	G+Q+EX	SEC	-499,10	136,72	2,83	18,23	**18,473**
45x45	Nmin---Mcors	0,8G-Ey	SPC	133,47	65,41	5,71	18,23	
45x45	Nmax---Mcors	1,35G+1,5Q	SEC	-1361,93	-24,17	0,00	18,23	**12HA14**
45x45	Mmax---Ncors	G+Q+EX	SEC	-779,81	-168,38	2,40	18,23	**18,473**
45x45	Nmin--Mcors	0,8G-Ey	SPC	78,25	84,26	6,17	18,23	
40x40	Nmax---Mcors	1,35G+1,5Q	SEC	-1078,29	-15,74	0,00	14,40	**8HA14**
40x40	Mmax---Ncors	G+Q+EX	SPC	-587,21	-121,62	2,50	14,40	**12,32**
40x40	Nmin—Mcors	0,8G-Ey	SPC	28,53	63,59	4,80	14,40	
40x40	Nmax---Mcors	1,35G+1,5Q	SEC	-801,76	-16,68	0,00	14,40	**8HA14**
40x40	Mmax---Ncors	G+Q+Ey	SEC	-191,14	138,74	8,02	14,40	**12,32**
40x40	Nmin---Mcors	0,8G-Ey	SPC	-6,96	67,05	4,61	14,40	

35x35	Nmax---Mcors	1,35G+1,5Q	SEC	-524,48	-11,10	0,00	11,03	**8HA14**
35x35	Mmax---Ncors	G+Q+Ey	SPC	-116,45	91,04	6,38	11,03	**12,32**
35x35	Nmin---Mcors	0,8G-Ey	SPC	-26,34	40,71	3,00	11,03	
35x35	Nmax---Mcors	1,35G+1,5Q	SEC	-248,39	-7,34	0,00	11,03	**8HA14**
35x35	Mmax---Ncors	G+Q+Ey	SPC	-32,67	101,74	8,50	11,03	**12,32**
35x35	Nmin---Mcors	0,8G-Ey	SPC	-10,19	51,52	51,52	11,03	

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

section	cas	N(KN)	M	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	verifies
50x50	Nmax---Mcors	-1750,237	-11,8011	4,12	65,9	15	201,63	**Oui**
50x50	Mmax---Ncors	-1070,64	33,8525	1,64	28,9	15	201,63	**Oui**
50x50	Nmin---Mcors	-505,604	3,4027	1,19	19	15	201,63	**Oui**
50x50	Nmax---Mcors	-1426,23	-31,8671	2,62	44,1	15	201,63	**Oui**
50x50	Mmax---Ncors	-930,256	-44,4122	0,93	18,7	15	201,63	**Oui**
50x50	Nmin---Mcors	-459,898	-3,7007	1,06	17	15	201,63	**Oui**
45x45	Nmax---Mcors	-1206,218	-16,3694	3,17	52,1	15	201,63	**Oui**
45x45	Mmax---Ncors	-737,686	-23,7342	1,3	23,8	15	201,63	**Oui**
45x45	Nmin---Mcors	-407,178	-7,3609	0,98	16,5	15	201,63	**Oui**
45x45	Nmax---Mcors	-995,446	-17,8123	2,41	40,5	15	201,63	**Oui**
45x45	Mmax---Ncors	-605,595	-32,7318	0	5,55	15	201,63	**Oui**
45x45	Nmin---Mcors	-341,169	-12,8459	0,51	9,88	15	201,63	**Oui**
40x40	Nmax---Mcors	-788,191	-11,6129	2,64	43,9	15	201,63	**Oui**
40x40	Mmax---Ncors	-481,332	-26,9415	0	6,48	15	201,63	**Oui**
40x40	Nmin---Mcors	-271,953	-12,8829	7,39	0,29	15	201,63	**Oui**
40x40	Nmax---Mcors	-586,186	-12,3125	0,29	7,39	15	201,63	**Oui**
40x40	Mmax---Ncors	-359,384	-33,3893	0	7,14	15	201,63	**Oui**
40x40	Nmin---Mcors	-201,211	-18,0848	0	3,19	15	201,63	**Oui**
35x35	Nmax---Mcors	-383,641	-8,1988	1,2	22,4	15	201,63	**Oui**
35x35	Mmax---Ncors	-242,031	-23,4553	0	12,3	15	201,63	**Oui**
35x35	Nmin---Mcors	-132,743	-14,3503	0	9,88	15	201,63	**Oui**
35x35	Nmax---Mcors	-182,023	-5,4197	0,42	8,8	15	201,63	**Oui**
35x35	Mmax---Ncors	-68,326	29,6911	0	1,31	15	201,63	**Oui**
35x35	Nmin---Mcors	-67,222	9,1815	0	9,43	15	201,63	**Oui**

V.3.2. Armatures transversales

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 **:**

$$S_t \leq \text{Min}\,[0{,}9d ; 40\text{cm}]. \quad \text{et} \quad \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4\ \text{Mpa} \quad \text{et} \quad S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend f_e =235 MPa.

On a $\emptyset_l$min = 1,2 cm

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

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

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 :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

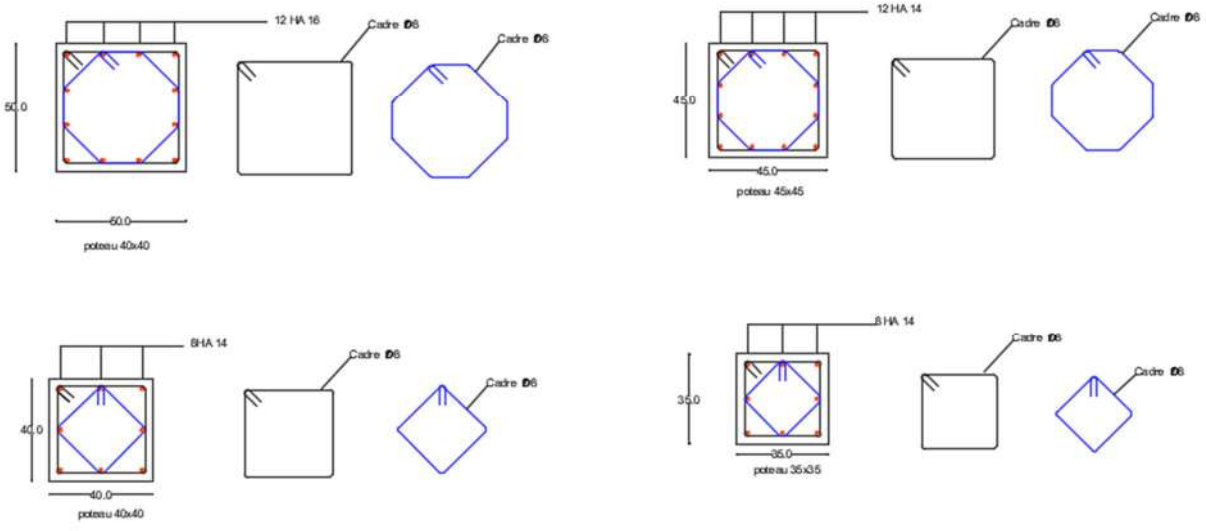
$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}8\% \qquad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$

$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$

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

Section	Vu (KN)	λ_g	ρ	$S_{t\,cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	$A_{t\,Choix}$ (cm^2)
50× 50	11,28	19,79	2,5	19,72	Courante	15	2,25	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01
45× 45	37,61	21,99	2,5	22,46	Courante	15	2,025	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01
40× 40	39,89	24,73	2,5	23,10	Courante	15	1,8	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01
35× 35	33,44	28,27	2,5	22,23	Courante	15	1,575	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01

DTAIL- des poteaux tout les sections



V.4. Ferraillage des voiles

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

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

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

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Exposé de la méthode des contraintes :

$$\sigma_t = \frac{N}{a \times L} - 6\frac{M}{a \times L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times L} + 6\frac{M}{a \times L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| \times L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| \times L_t}{2} \times a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

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

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

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

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

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

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

Tableau V.12 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages Sou sol ; RDC 1er 2éme (Suivant X et Y).

Sense	section	Cas	Comb	Etat	N (KN)	M (KNm)	A cal	A' cal	A min RPA	A min CBA	A choosie
y	15x470	1	Acc2	SET	-395,49	-3027,513	11.99	0.00	11,70	5,85	68HA12 76,906
		2	Acc1	SET	-58,97	-3058,299	16.12	0,00	11,70	5,85	
		3	Acc1	SET	2586,27	2726,318	47.02	17.64	11,70	5,85	
x	15x120	1	Acc2	SET	344,26	-221,373	9.15	0.00	3.6	1.8	30HA12 33,929
		2	Acc1	SET	522,77	-232,006	11.62	1.45	3.6	1.8	
		3	ELU	SET	806,09	-31,697	12.39	10.79	3.6	1.8	
	15x320	1	Acc2	SEC	-938,25	-285,956	0.00	0.00	9.6	4.8	30HA12 52,025
		2	Acc1	SET	1223,58	864,378	22.18	8.41	9.6	4.8	
		3	Acc1	SET	2112,01	345,339	29.15	23.65	9.6	4.8	

Tableau V.13 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages 3éme ,4éme ,5éme et 6éme (Suivant X et Y).

Sense	section	Cas	Comb	Etat	N (KN)	M (KNm)	A cal	A' cal	Amin RPA	Amin CBA	A choosier
y	15x470	1	ELU	SET	480,621	-1728,4068	17.62	0.00	14.1	7.05	56HA12 63,335
		2	Acc2	SET	482,449	-2885,6868	21.66	0.00	14.1	7.05	
		3	Acc2	SET	1235,844	312,6352	17.13	13.76	14.1	7.05	

x	**15x120**	1	Acc2	SET	138,643	-516,2073	13.44	0.00	3.6	1.8	**34HA12 38,453**
		2	Acc1	SET	438,762	531,3371	17.23	0.00	3.6	1.8	
		3	ELU	SET	457,441	13,1562	6.91	6.24	3.6	1.8	
	15x320	1	Acc2	SET	-381,488	-893,1966	2.57	0.00	9.6	4.8	**56HA12 63,335**
		2	Acc1	SET	1032,214	1871,7338	27.8	0.00	9.6	4.8	
		3	Acc1	SET	1346,991	964,1544	32.48	1.2	9.6	4.8	

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de traction (voile entièrement tendue), donc il suffit de vérifier la contrainte limite de l'acier($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$).

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages Sou sol ; RDC 1er 2éme (Suivant X et Y).

Sense	**Section**	**N (KN)**	**Ms (KN m)**	**Etat**	σ_s **(MPa)**	σ'_s **(Mpa)**	$\overline{\sigma_S}$ **(MPa)**	**Verification**
y	**15x470**	1263,651	-165,9905	SET	65.7	59.3	201.60	**Oui**
x	**15x120**	588,663	-22,6314	SET	106.2	96.7	201.60	**Oui**
	15x320	675,984	33,3261	SET	90.9	86.7	201.60	**Oui**

Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages 3éme ,4éme ,5éme et 6éme (Suivant X et Y).

Sense	**Section**	**N (KN)**	**Ms (KN m)**	**Etat**	σ_s **(MPa)**	σ'_s **(Mpa)**	$\overline{\sigma_S}$ **(MPa)**	**Verification**
y	**15x470**	907,87	228,32	SET	121.8	101.1	201.60	**Oui**
x	**15x120**	335,232	9,4773	SET	61.3	56.05	201.60	**Oui**
	15x320	553,763	43,0896	SET	70.2	65.2	201.60	**Oui**

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{Vu}{b0 \times d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V.17: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles pour les étages Sou sol ; RDC 1er 2éme (Suivant X et Y).

Sense	Section	d (cm)	b_0 (cm)	Combinaison	T(kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
y	**15x470**	420	15	ELU	451,017	1.00	5	**Oui**
x	**15x120**	120	15	G+Q-Edx	155,452	1,20	5	**Oui**
	15x320	270	15	ELU	306,359	1,05	5	**Oui**

Tableau V.168: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles pour les étages 3éme ,4éme ,5éme et 6éme (Suivant X et Y).

Sense	Section	d (cm)	b_0 (cm)	Combinaison	T(kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
y	**15x470**	420	15	G+Q-Edx	1023,513	2.27	5	**Oui**
x	**15x120**	120	15	G+Q-Edx	334,373	2.60	5	**Oui**
	15x320	270	15	0,8G- Edx	904,714	3.12	5	**Oui**

V.4.1.4. Armatures horizontales

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

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

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

Tableau V.19: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages Sou sol ; RDC 1er 2éme (Suivant X et Y).

Sense	Section	a (cm)	he (cm)	Av choisie (cm^2)	Ah calculi (cm^2)	Av choisie (cm^2)	St (cm)
Y	15x470	15	302	76,906	51.27	66 HA 10= 51,836	14
X	15x120	15	302	33,929	22.61	30 HA 10=23,562	20
	15x320	15	302	52,025	34.68	46 HA 10=23,562	13

Tableau V.20 : La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages 3éme ,4éme ,5éme et 6éme (Suivant X et Y).

Sense	Section	a (cm)	he (cm)	Av choisie (cm^2)	Ah calculi (cm^2)	Av choisie (cm^2)	St (cm)
Y	15x470	15	278	63,335	42.22	54 HA 10=42,412	10
X	15x120	15	278	38,453	25.63	34 HA 10=26,704	15
	15x320	15	278	63,335	42.22	54 HA 10=42,412	10

V.4.1.5. Armatures transversales

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

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

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

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

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1{,}4 V_u$$

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

On devra disposer :

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

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux

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

V.4.2.1.2. Aciers transversaux

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

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

Linteau long :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

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

Linteau court :

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

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

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

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 ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

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_D à 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 »

a) Armatures longitudinales :

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

b) 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

c) Armatures de peau :

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.21: Choix de la méthode de calcul.

Type	a (cm)	L (cm)	h (cm)	Combinaison	V (KN)	1,4V (KN)	τ(Mpa)	0,06 Fc28
Type1	15	120	63	G+Q-Ey	412,692	577.77	6,14	1,5
Type 2	15	120	100	G+Q-Ey	275,389	385.54	3,58	1,5

Donc on calcule à la Traction/Compression

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants

Tableau V .17 : La section d'armatures des linteaux.

Armatures Diagonals			Armatures longitudinal		Armatures transversals		Armatures de peau	
Type	$A_{D\,cal}$ (cm²)	$A_{D\ choisie}$ (cm²)	A et A' Cal(cm²)	A et A' choisie (cm²)	$A_{t\ cal}$ (cm²)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,cal}$ (cm²)	$A_{c\ choisie}$ (cm²)
Type1	8,87	2x4HA12 =9,05	1,42	2HA10=1,57	0,34	2HA8 =1,01	1,89	4HA8 =2,011
Type1	7,01	2x4HA12 =9,05	2,25	4HA10=3,14	0,34	2HA8 =1,01	3,00	4HA10 =3,14

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI. 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 assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.1.Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.2.Caractéristiques 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.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.5 bar$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique (Annexe) nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$D = 1{,}3\ m$ Sous la base de sous sols

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 17{,}8\ kN/m^3$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.3.Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.3.1.Semelle isolée sous poteau

$\overline{\sigma_{sol}}$ = 1.5bar = 0,15MPa , a = b = 50cm , c = 3cm

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

Semelle	N (kN)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	D (cm)	h_{ch} (cm)
S1	1098.98	2.70	2.70	58	3	3	55	65
S2	1755.29	3.42	3.42	76	3.50	3.5	73	85

VI.3.1.1.Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

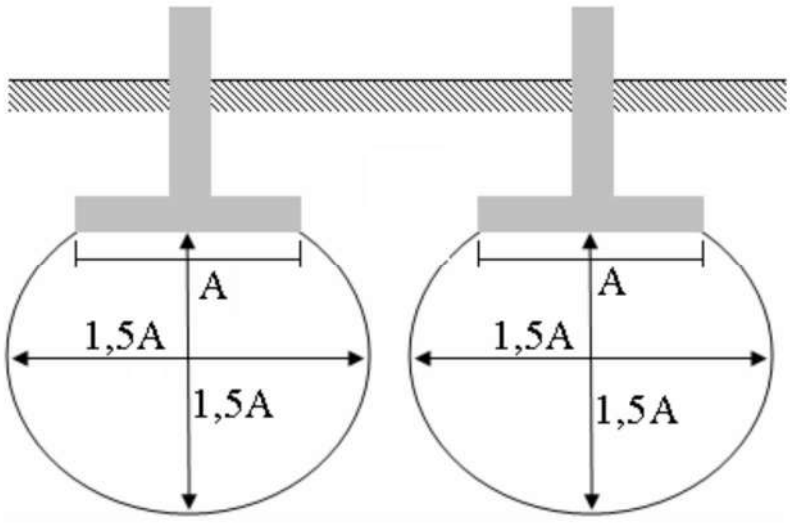


Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle.

$$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

Tableau VI.4: Vérification de chevauchement

L(m)	$\frac{1,5}{2}(A + A')$	Vérification
1.90	6.25	CNV
3.00	7.75	CNV

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.3.2.Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes :

-Semelle filante sous un voile.

-Semelle filante sous plusieurs poteaux.

VI.3.2.1Dimensionnement des semelles

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 ($e \geq 3cm$).

-Non poinçonnement.

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

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

Avec :

d_G: Débord gauche de la semelle isolée

d_D: Débord droite de la semelle isolée

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

semelle	L (m)	Nser (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (MPa)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S1-F1	13,40	135,464	0.15	1,90	2,00	49,85	50
S4-F4	23.65	5440,944		1,53	1.60	43,49	45

Remarque :

S1-F1 : semelle filante sous voile dans le sens (Y et X)voile périphérique

S2-F2 : semelle filante sous poteaux dans le sens (Y)

VI.3.2.2.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.3: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Semells	semells	L(m)	B(m)	B'(m)	$1.5\frac{B+B'}{2}$	$L>\frac{B+B'}{2}$
S1-F1	**S2-F2**	3.40	2,00	1,60	2.,7	Vérifiée
S2-F2	**S2-F3**	4.10	1,60	1,60	2.4	Vérifiée
S2-F3	**S2-F4**	3.50	1.60	1,60	2.4	Vérifiée
S2-F5	**S2-F6**	3.10	1.60	1,60	2.4	Vérifiée
S2-F6	**S2-F7**	3.20	1.60	1.60	2.4	Vérifiée
S2-F7	**S1-F8**	1.90	1.60	2,00	2.4	Vérifiée

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

VI.3.3.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$\Rightarrow h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.\,k.\,L_{max}{}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa); L : La plus grande travée dans la fille

K : raideur du sol (K = 4×10^{-2} N/mm ^{3}), I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.h_p{}^3}{12}$

hp: la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.4:Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	**L_{max} (m)**	**$h_{p\ calculé}$ (cm)**	**h_p (cm)**
PL7-S7	23.65	73 ,00	75

VI.3.4.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{p.libage} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

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

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI.5:Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

Semelle	**$\sum N_{ser}$ (kN)**	**$P_{semelle}$ (kN)**	**$P_{remblai}$ (kN)**	**$S_{semelle}$ (m^2)**	**σ_{ser} (MPa)**	**$\overline{\sigma_{sol}}$ (MPa)**	**$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$**
S1-F1	135,464	160,87	100,87	26,8	0,15	0.15	CV
S4-F4	5440,94	200,7	207,59	37,84	0,15		C.V

Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste

à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement$\left(e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}\right)$.

Tableau VI.6:Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	**N_{ser}(kN/ml)**	**M_{ser}(kN.m)**	**e_0 (cm)**	**B(m)**	**$\frac{B}{4}$ (cm)**	**$e_0 \leq \frac{B}{4}$**
S1-F1	135,464	40,82	0,30	2	50	Vérifiée
S4-F4	5440,94	26,73	0,049	1.6	40	

Conclusion

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.1.1.1. Calcul de Ferraillage

VI.1.1.1.1. Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle 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 (A_b) parallèle a B**.**

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Touat long du mur on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.7:Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	**N_u(kN/ml)**	**M_u(kN.m)**	$\mathbf{e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)}$	$\mathbf{\frac{B}{6}(cm)}$	$\mathbf{e_0 \leq \frac{B}{6}}$
S1-F1	390,19	64,08	16,60	33,33	Diagram me trapezoidal

Tableau VI.8:Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	**N_u(kN/ml)**	**M_u (kN.m)**	**B (m)**	**$A_{b.calculée}$ (cm^2)**	**$A_{b.adoptée}$ (cm^2)**	**S_t (cm)**	**$A_{a.rép}$ (cm^2)**	**S_t (cm)**
S1-F1	390,19	64,08	2	7,56	7HA 12=7.92	16	7HA12=7.92	30

VI.1.1.1.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs$N$ et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

Tableau VI.9:Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Semelle	N_u(kN/ml)	M_u(kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{6}$(cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S4-F4	1576,731	37,76	2,394	26,66	CV

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.10:Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée/ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S3-F1	1576,731	37,76	5	1.60	15,72	35HA12=39.58	7HA12=7.92	15

b) Armature de répartitions

$-A_{a,rép} = (7{,}92 \times 1{,}6)/4 = 3{,}168 cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 6HA12 = 6{,}79\ cm^2$

-Espacement de 22 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante, pour le calcul des moments on utilise la méthode de Caquot.

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopt} \quad , \quad q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.11:Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_{ser}$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (kPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
S1-F1	12,40	4558,54	3326,58	223,2	118,05	116,25	260,89	190,73	417,424	305,168

Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.12:Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	T(kN)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
989,03	638,91	1167,40	-485,81	574,12

c) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.13:Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P. libage		M_u(kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
S1-F1	Travées	638,91	15,56	0,00	4HA20+4ChHA20=25,133
	Appuis	989,03	24,55	0,00	4HA20+4Ch HA20=25,133

d) Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.14:Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S1-F1	Travée	574,12	25,133	/	5,08	196,83	110,85	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	485,81	25,133	24,13	4,91	175,7	101,12		

e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

On doit vérifier $\leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2{,}50\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{1167{,}40 \times 1000}{1250 \times 1247} = 0{,}7MPa < \bar{\tau} = 2{,}50\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Non vérifiée.}$$

Les contraintes de cisaillement sont justifiées suffisante donc on doit garde la section de béton

On prend hp = 75cm+hs (hauteur de semelle=50)

f) Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15:Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
b(cm)	h (cm)	T (kN)	τ MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm^2
60	75	1167,40	0,7	10	15	10	4HA10= 3,14

g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2$/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 0{,}003 \times b \times h = 18{,}35\ cm^2, \text{donc on adopte } 12HA14 = 18{,}45\ cm^2$$

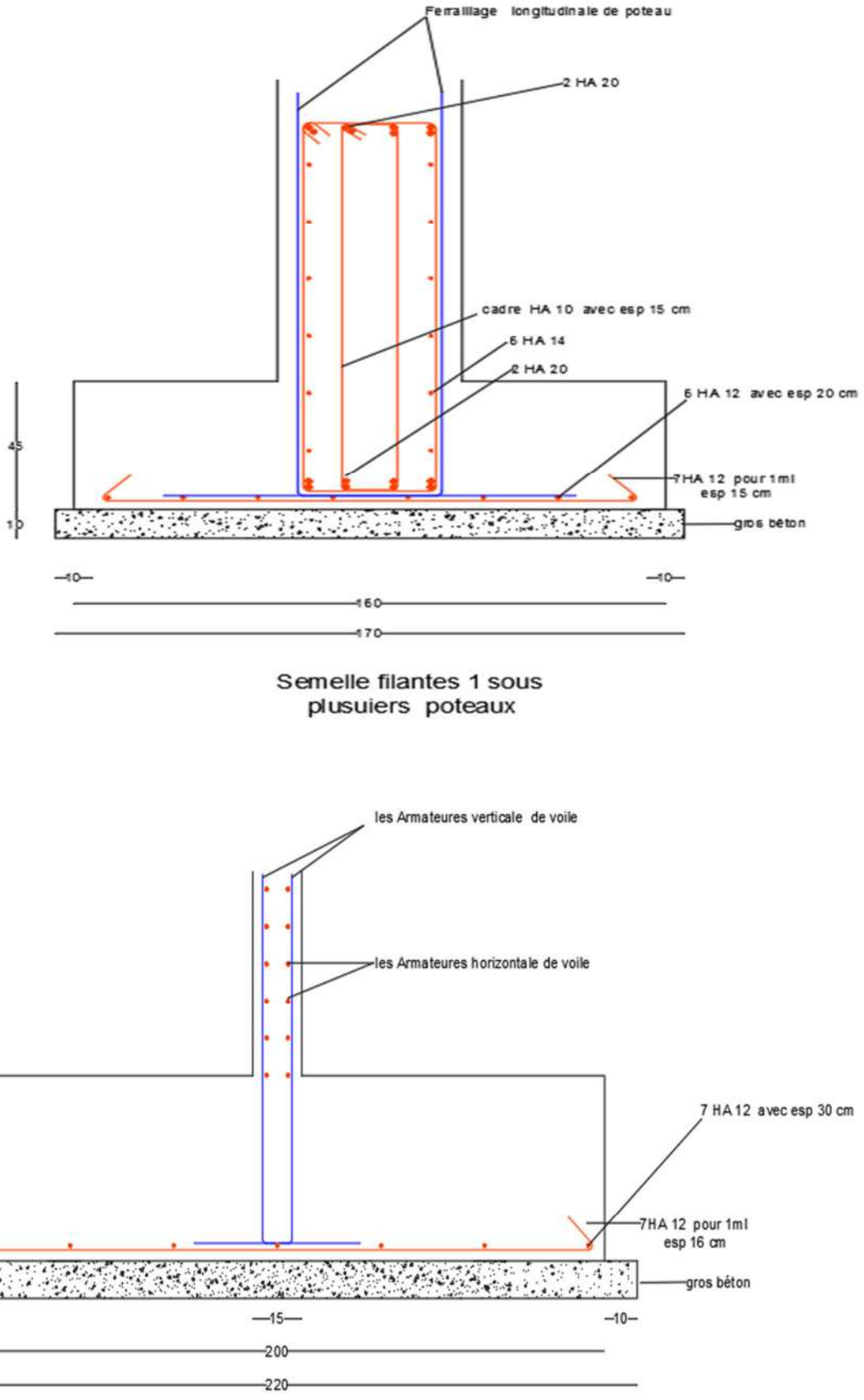


Figure VI.2: Ferraillage des semelles filantes

VI. 6. Les longrines

VI.6.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposantes sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, elles servant à solidariser les point d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif des ces pointes d'appuis dans le plan horizontale. Elles transfèrements l'effort normale provenant par les charges et surcharge en un effort de traction.

VI.6.2. pré dimensionnement

- **Selon Art 10.1.1 RPA 99 Version 2003**

✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: cm×30cm.

✓ Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

AVEC N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : $30 \times 30\ cm^2$; $\alpha = 10$ (Zone III, S3)

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

$$F_u = \frac{N_u}{10} = \frac{2409{,}772}{10} = 240{,}97 \geq 20 \ldots\ldots\ldots \text{ CV}$$

$$F_s = \frac{N_s}{10} = \frac{1755{,}298}{10} = 175{,}53 \geq 20 \ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

VI. 6.3. Recommandation des règlements

- **Selon RPA 99 Version 2003**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1) …….. [**Art 10.1.1. RPA99v2003**].

✓ Armatures transversales ..... [Art 7.5.2.2 RPA99v2003

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003.St.b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$St = \min\left[\frac{h}{4}, 12\Phi l\right]$……..zone nodale

$St \leq \frac{h}{2}$ ……..zone courant

- **Selon CBA**

La section des armatures longitudinales est: A ≥ Amin =b. h/1000 [**A. 7. 1. 2. 1 CBA93**]

Le diamètre des armatures transversales est :

Øt ≤ min [h/35; bo/10; Øl] … … … [**A. 6. 4. 2 CBA93**]

Calcule et vérification de l'espacement :

• St = min[0.9d ; 40cm] … … … [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**].

- $\frac{At \times fe}{b \times St} \geq 0.4$ Mpa … … … … [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**] .
- $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ … …. …. [**art A. 5. 1. 2. 3 CBA93**].

Avec K=1, α=90

VI. 6.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les armatures longitudinale sont donné par $A_U = \frac{F_u}{\sigma_s}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17 : Ferraillage longitudinal des longrines.

Section cm²	N_u KN	F_u KN	Acal cm²	A ch cm²	Amin CBA	Amin RPA	Verfi
30 x 30	2409,772	240,98	6,92	8HA12=9,05	0,9	5,4	CV

Condition non fragilité $B \leq \frac{FeE\ xA}{F_{tj}}$ avec F_{tj}=0,6+0 ,06F_{c28}== F_{tj}=2,1MPa

Donc 90000 mm^2 ≤ 172380,95 mm² CV

La section des armatures est satisfait pour équilibre l'effort de traction

VI.6.5. Vérification des contraintes à l'état limite de service

$\sigma_s = \frac{N_{ser}}{\alpha . A}$; $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\}$. … … Fissuration préjudiciable.

Tableau VI.18 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1755,30	175,53	9,05	193,93	201,63	CV

VI.6.6. Calcul des armatures transversals

Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales des longrines.

h(mm)	$\phi_t \leq \frac{h}{35}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	A min RPA (cm²)	$St_{choisie}$ (cm)	St RPA (cm)
300	8	8	3HA8=1,51	1,35	15	15

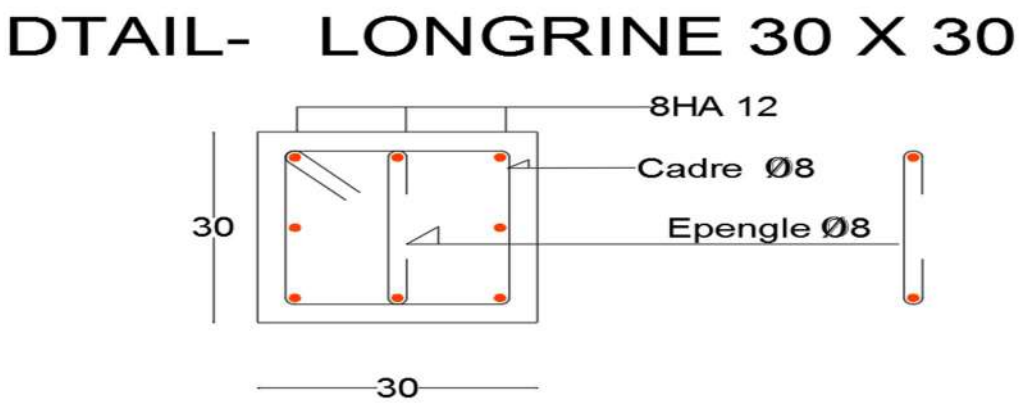


Figure VI.2:Le ferraillage des longrines

VI. 7. Voile périphérique

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-l'épaisseur minimale des voiles est: e ≥ 15 cm.

−Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

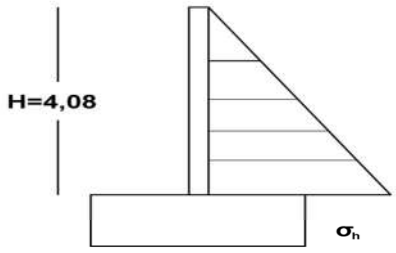


Figure VI.3: Schéma statique du voile

VI. 7. 1. Calcul de la poussée des terres

$P = \frac{1}{2} \times \rho_h \times K_p \times H^2$ Avec : $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\rho_h = 17{,}8\ kN/m^3$, $H = 3{,}74m$, $\varphi = 22°$, $C = 0{,}40bar$ ⇒ $K_p = 0{,}46$

ρ_h : Poids volumique des terres.

K_p: Coefficient de poussée.

φ : Angle de frottement interne.

$$P = \frac{1}{2} \times 17{,}8 \times 0{,}49 \times (3{,}74)^2 = 61{,}23 \text{kN/m}$$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture.

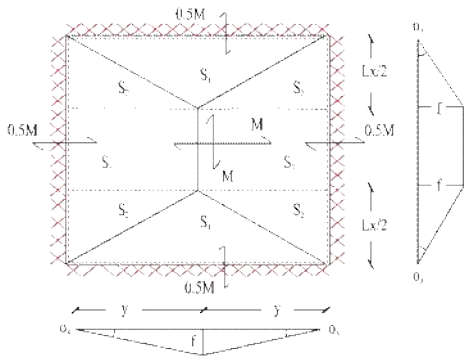


Figure VI.4: Les lignes de rupture.

Tableau VI.16:Calcul des moments de flexion des lignes de rupture.

P(kN/m)	P_u (kN/m)	P_s(kN/m)	M=0,527 P_u	M_s =0,527 P_s
61,23	82,66	61,23	43,56	32,26

VI.7.2. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur

$$\text{Avec} \quad \begin{cases} Mt = M \\ Ma = 0{,}5M \end{cases}$$

b=100cm; h=15cm ; c=3 cm; σ_b=14,20MPa ; σ_s=348 MPa ;la fissuration est préjudiciable**.**

Tableau VI.17:La section d'armatures verticale du voile périphérique.

	M_U (kN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Esp (cm)
Travée	43,56	10,00	2,00	10HA12=11,31	10
Appuis	21,78	4.81	2,00	7HA10=5,49	15

VI.7.3. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

Tableau VI.18:Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	32,26	1,38	15	oui	33,7	0	201,63	Oui
Appuis	16,13	0,85	15	oui	30,8		201,63	Oui

VI.7.4. Vérification au cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$T_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{114{,}48 \times 10^3}{(1000 \times 120)} = 0{,}954 MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1{,}167\ MPa$$ Condition vérifée.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Après une étude complète, qui a été menée sur une structure implantée dans une de fortesismicité en portiques contreventés par des voiles en béton armé d'un bâtiment en RDC + 6 Etages+ sous-sol , nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La disposition des voiles adoptée nous a permis d'obtenir un comportement très proche de celui d'une structure régulière avec une translation pure pour les deux premiers modes, suivant les deux axes principaux, et une rotation pure pour le troisième mode.

- ✓ Comme prévu, la mise en place des voiles en béton armé a conduit à une diminution de presque 50% de la période fondamentale (de 1,19 secondes pour une structure autostable à 0,68 secondes). Ce qui induit une structure rigide avec un cinquante-huit (64) modes avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il est à noter ici que la modélisation dés éléments secondaires, notamment les porte-à-faux et les escaliers, peut être aussi perturbée le nombre final des modes compté pour atteindre 90% de la participation massique.

- ✓ En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (35x45) cm^2 et secondaires (30x35) cm^2, nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA14 ; HA16; HA20) et même pratique sur le plan exécutif.

- ✓ Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées) avec 4HA16 au niveau des appuis.

- ✓ Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendues dans les poteaux pour tous les étages. En plus, nous avons enregistré une section d'armature de 5,90 cm^2 au niveau de $6^{ème}$ étage. Ceci est dû à l'effet combiné d'un moment fléchissant très important provoqué par le séisme (68,95 kN.m) et le faible effort de compression provoqué par un seul étage (Terrasse), sur un poteau de la section la plus faible dans notre structure (35x35cm^2).

- ✓ Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.
- ✓ L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

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

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Reference

Document réglementaires :

1. Règles parasismique algérienne RPA version 2003 document technique réglementaire.
2. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93.
3. charges ermanentes et charges d'exploitation D.T.R.2.2.

logicials :

1. Autocade Version 17.
2. SAP 2000 Version 20.
3. SOCOTEC.

ANNEXES

ANNEXE

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

-Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$

$Q = Max[1kN ; 0{,}5L]$

Calcul de μ

$\mu = \dfrac{M_u}{b\, d_0^2\, \sigma_b}$ d'ou $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$

$-\mu_l = 0.392$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées

-Pour les Poutres $\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Poutrelles $\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Dalles Pleines $\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$

Avec:

$-M_t = k \times M_0$; k : Est un coefficient rédacteur$(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXE

ANNEXE B

METHODE DE CALCULE DES FLECHES (CBA)

Détermination de l'axe neutre

$$y_g = \frac{h_0\frac{bh_0}{2} + b_0(h-h_0)\left(\frac{(h-h_0)}{2}\right) + h_0 + 15A_s d}{h_0 b + b_0(h-h_0) + 15A_s}$$

Pour une section rectangulaire on a $b=b_0$

Il faut avoir :

$$\Delta f_t = f_V - f_i \leq \bar{f} \quad ; \bar{f} \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \leq 5\text{ m} \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \geq 5\text{m} \end{cases}$$

$$Avec : \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10\, E_i I_{fi}} \\ f_V = \frac{M_{ser}\, L^2}{10 E_V I_{fV}} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section

$$I_0 = \frac{b_0}{3}[y^3 + (h-y)^3] + \frac{(b-b_0)h^3{}_0}{12} + h_0(b-b_0)(y-\frac{h_0}{2})^2 + 15A(y-d)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fV} = \frac{I_0}{1 + \lambda_V \mu} \end{cases}$$ Moment d'inertie fictive

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{bd} \\ \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i = 32164.20$ MPa ; $E_V = 10818.86$ MPa

ANNEXE

ANNEXE C

LA METHODE FORFAITAIRE

La méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalle calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- Charge d'exploitation au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5000 N/m².
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successive sont dans un rapport comprime enter 0,8 et 1,20.
- De plus, la fissuration doit reste peut nuisible.

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$$

Exposé de la méthode

On désigne chaque travée par

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est int ermédiaire} \end{cases}$$

En appui

$$\begin{cases} M_a \geq 0,6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0,5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0,4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0,2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

ANNEXE

Avec :

Mt : Moment en travée.

Mω : Moment max sur l'appui gauche.

Me : Moment max sur l'appui droit.

Ma : Moment à l'appui.

M0 : Moment isostatique = $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T\omega = T0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$

$Te = -T0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$

Avec :

Tω : effort tranchant à gauche de la travée.

Te : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque :

Dans les cas ou l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot

LA METHODE DE CAQUOT

La méthode s'applique essentiellement aux planchers des ((construction industrielle)), tel qu'ils sont définis (charge d'exploitation supérieure à deux fois la charge permanent ou à 5000 N/m²) et dans le cas la méthode forfaitaire ne pas appliqué.

Exposé de la méthode : Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0{,}8 \cdot L \text{ pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$k_e = \frac{I_e}{l'_e}$ $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$ et Où $\frac{k_w}{k_e} = \gamma$

Donc : $\gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$

ANNEXE

Cas particulier Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constate et en cas d'absence de charge concentrée ; on a le coefficient de rigidité :

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Donc M_o : moment isostatique $Mo = \frac{ql^2}{8}$.

M_a : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives} & Ma = 0{,}2M_0 \\ \text{Appuis intermédiaires;} & Ma = \dfrac{-(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)}{8{,}5(l'_w + l'_e)} \end{cases}$$

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

T: Effort tranchant $\begin{cases} Tw = \left(\frac{ql}{2}\right) + \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \\ Te = \left(\frac{ql}{2}\right) - \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \end{cases}$

ANNEXE

ANNEXE D

FLIXION SIMPLE VERIFECATION DES CONTRAINTE A ELS

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15\ MPa$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Avec}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15[y(A_s + A_s')^2 + (A'_s c' - A_s d')] = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$\sigma_b = K\ y$$

Pour une fissuration peu nuisible on doit vérifier seule $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable on doit vérifier

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$; $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Avec

Pour fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta\ f_{tj}}\right\}$

Pour fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s} = min\left\{\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

Pour les armateurs inférieurs $\sigma_s = 15\,K(d-y)$

Pour les armateurs supérieurs $\sigma_s = 15\,K(y-c)$