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

Conception et étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage administratif et une salle conférence.

Présenté par

DJEMAI Asmaa

DEGHICHE Lamia

Proposé et Dirigé par

Dr. KHELLADI Mohamed

Promotion Juin 2019

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions le bon Dieu ALLAH, de nous accorder la connaissance de la science et de nous avoir aidés de réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à remercier Dr. Khelladi.M notre promoteur pour son soutien et ses conseils considérables et pour ses aides précieuses.

Nous remercions également tous notre gratitude à l'ensemble des enseignants du département : Génie Civil et surtout Structure qui nous a guidés au cours de nos études.

J'ai remercié également tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Dédicace

Avant tout, je remercie ALLAH, qui nous a aidés à élaborer ce modeste travail

Je dédie ce modeste travail :

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts,ma vie et mon bonheur, Maman et papa .

A mes frère: «Mouafek et Abd Elbasset»

A ma très chère sœur « Roa »

A Tous mes amies : « Lakhdar,Mohamed, Abd Elrazzak et Aissa» Sans oublie toutes mes chères amies : le groupe Structure.

Ma binôme et ma soeur: Lamia

A tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à ma formation depuis mon premier cycle d'étude jusqu'à la fin de mes études universitaires

Dédicace

Avant tout, je remercie ALLAH, qui nous a aidés à élaborer ce modeste travail

Je dédie ce modeste travail :

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts,ma vie et mon bonheur, Maman et papa .

A mon frère: «Mohammed»

A mes très chères soeurs« Ikram Houda et Rahaf »

A Tous mes amies : « Lakhdar,Mohamed, Abd Elrazzak et Aissa» Sans oublie toutes mes chères amies : le groupe Structure.

Ma binôme et ma soeur: Asmaa

A tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à ma formation depuis mon premier cycle d'étude jusqu'à la fin de mes études universitaires

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى:

دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة المكونة من (طابق أرضي + 5 طوابق)ذات الاستعمال المتعدد بولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (IIb)

مقاومة البناية بكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة نواة مركزية(جدران مسلحة) .

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (C.B.A93- R.P.A99 V2003).

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة العددية التي تعتمد أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج (SAP2000).

وأخيرا، درسنا البنية التحتية عن طريق حساب الأساسات.

ABSTRACT:

The purpose of this project is the study of a reinforced concrete structure (ground first floor+5floors) to multiple use, which located in the province of Medea which integrated in the seismic zone (IIb) according to Algerian seismic regulation.

The resistance of the structure to horizontal and vertical force is provided by a central core sizing and reinforcement of all resistance elements were consistent with Algerian Régulations (C.B.A.93 et R.P.A99 V2003).

The dynamic studies were carried out using the (SAP2000) software.

Finally we have studied the infrastructure of that structure by calculating the

Résumé

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armé (Sols RDC +5 étages) à usage multiple, qui implantée dans la wilaya de Médéa, zone sismique (IIb) de forte sismicité d'après les règles parasismiques algériennes.

La résistance de la structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement par noyau central en béton armé.

Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (C.B.A.93 et R.P.A99 V2003).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (SAP2000).

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Sommaire :

Remerciement

Dédicace

Résume

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Notation

Introduction générale…….. 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage ……. 2

I. 2 Caractéristiques Géométriques du bâtiment…….. 2

I.2.1. Dimensions en élévation…… 2

I.2.2 Dimension en plan…… 2

I.2.3 L'ossature …….. 3

I.2.4 Planchers ……... 3

I.2.5 Maçonnerie …….. 4

I.2.6 Revêtement…….. 4

I.2.7 Les escaliers …… 4

I.2.8 Ascenseur ……. 4

I.2.9 L'acrotère ……. 4

I.2.10 Fondation …… 4

Chapitre II : Pré dimensionnement des planchers

II.1 Introduction …… 5

II.2 Pré dimensionnement des planchers …….. 5

II.2.1 Plancher à corps creux …… 5

II.2.2 Plancher dalle pleine ……. 5

II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……. 6

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux)……... 6

II.3.2. Plancher étage courant (corps creux) ……. 7

II.3.3. Plancher étage courant (dalle pleine) ……. 7

Sommaire :

II.3.4.Maçonneries …… 8
II.4. Pré dimensionnement des poutres …… 9
II.4.1.Les poutres principales …… 10
II.4.2.Les goussets …… 10
II.4.3. Poutres secondaires …… 11
II.4.4.Vérification selon RPA99 version 2003 Art [7.5.1] ……... 11
II.5.Pré dimensionnement des voiles RPA99 version 2003 Art [7.7.1] ……... 11
II.6. Pré dimensionnement des poteaux ……... 12
II.6.1. Etapes de pré dimensionnement ……..... 12
II.6.2.Calcul l'effort normal ultime Nu [2] …….. 13
II.6.3.La Surface reprise par le poteau plus sollicité …… 14
II.6.4.Calcul l'effort normal ultime de chaque niveau ……. 14
II.6.5.Descente des charges [DTR charge et surcharge B.C.22] [3] …… 14
II.6.5.1.Surcharges d'exploitation …… 14
II.6.5.2.Charges permanentes ……... 15
II.6.5.3.Vérification de l'effort normal de chaque niveau …… 16
II.6.5.4.La Surface reprise par le poteau plus sollicité ……. 16
II.6.5.5.Calcul l'effort normal ultime ……... 17
II.6.5.6.Charges permanentes ……... 17
II.6.5.7.Vérification de l'effort normal (RDC)…….. 17
II.7.Caractéristiques mécaniques des matériaux ……... 17
II.7.1.Béton…… 17

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction …….. 19
III.2. L'acrotère ……... 19
III.2.1.Evaluation des charges permanentes et d'exploitations ……... 19
III.2.2. Détermination des efforts …… 19
III.2.3.Calcul du ferraillage l'acrotère …… 20
III.2.4. Vérification de l'effort tranchant …… 20
III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ….. …… 21

Sommaire :

III.3.Les poutrelles ……. 21
III.3.1. Détermination du nombre d'étaiements …… 21
III.3.2.Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles …. 25
III.3.2.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher corps creux …….. 25
III.3.2.2 : Calcul les moments à l'ELS …….. 25
III.3.2.3 : Vérification des contraintes à l'ELS du plancher Corps creux…... 25
III.4.Les escaliers …… 26
III.4.1.Evaluation des charges et surcharges …… 27
III.4.2.Ferraillage de l'escalier …… 28
III.4.3. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU … 29
III.4.4. Vérification des fléchés à l'ELS ……. 29
III.5.Poutre palière …….. 30
III.5.1. Pré dimensionnement …… 30
III.5.2.Charge sollicitant la poutre …… 30
III.5.3.Calcul les efforts ……. 30
III.5.4. Calcul le ferraillage ……... 30
III.6.Consol …… 32
III.6.1. Pré dimensionnement …… 32
III.6.2.Charge sollicitant du consol ……... 32
III.6. 3.Calcul les efforts ……... 32
III.6.4. Calcul le ferraillage …….. 32
III.6.5 .Armatures transversales …… 33
III.7.La dalle pleine …….. 34
III.7.1.Méthode de calcul …… 34
III.7.1.1. Calcul des sollicitations …… 34
III.7.1.2. Calcule de la charge totale ……... 34
III.7.2.Calcul du ferraillage …… 35
III.7.3.Vérification des contraintes ……. 35
III.7.4.Vérification de la flèche ……. 36

Sommaire :

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction …… 37

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure ……37

IV.2.1.Centre de masse …… 37

IV.2.2.Centre de torsion …… 37

IV.2.3 Calcul d'excentricité …….. 38

IV.3. Choix de la méthode de calcul …… 39

IV.3.1. Introduction …….. 39

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale ……. 39

IV.3.2.1. Principe de la méthode …….. 39

IV.3.2.2. Modélisation …… 39

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul ……... 41

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique ……. 45

IV.4.1 .Vérification de comportement modal de la structure ……. 46

IV.4.2. Disposition des voiles …… 46

IV.4.3. Vérification de la participation massique ……... 47

IV.4.4. Résultante des forces sismiques de calcul ……. 47

IV.4.5.Calcul de la force sismique totale …… 48

IV.4.6.Vérification de la stabilité au renversement …… 49

IV.4.7.Vérification des déplacements …… 49

IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments ……. 50

IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux …….. 51

IV.4.10. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ …….. ……. 52

IV.4.11. Calcul d'excentricité ……. 53

IV.5.Calcul du joint ……. 58

Chapitre V : Etude thermique

V.1. Introduction ……... 59

V.2.La procédure du calcul …….. . 59

V.3.Vérification des poutres ……. 61

V.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants …….. 61

V.4.1 : Calcul des armatures transversales ……. 61

V.5. Vérification de la flèche …… 62

Sommaire :

Chapitre VI : Calcul le ferraillage des éléments secondaires

VI.1.Introduction ……. 64

VI.2.Les combinaisons des charges …… 64

VI.3. Ferraillage des poutres ……... 64

VI.3.1.Introduction ……... 64

VI.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003 ……..... 65

VI.3.2.1.Les armatures longitudinales …… 65

VI.3.2.2.Les armatures transversales ……. 65

VI.3.3.Vérification des contraintes à ELS des poutres principales …….. 66

VI.3.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU …….. 67

VI.3.5 : Vérification des armatures transversales ……... 67

VI.3.6 : Vérification de la flèche …… 68

VI.4.Ferraillage des poteaux …….. 70

VI.4.1. Détermination des armatures longitudinales ……. 70

VI.4.1.1. Recommandations des règlements ……. 70

VI.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage …….. 71

VI.4.2.Vérification des contraintes à L'ELS ……. 71

VI.4.3.Vérification des contraintes de cisaillement ……... 72

VI.4.4.Vérification des armatures transversales ……. 73

VI.5.Ferraillage des voiles ……... 75

VI.5.1.les voiles pleins …… 75

VI.5.2.les voiles avec ouvertures …… 75

VI.5.2.1.Les trumeaux …… 75

VI.5.2.2.Les linteaux …….. 75

VI.5.3.Recommandations réglementaires ……... 75

VI.5.4.Ferraillage des voiles pleins (trumeau) …… 76

V.5.5. Vérification des contraintes à l'ELS ……..... 77

VI.5.6. Vérification des contraintes de cisaillements …… 77

VI.5.7.Ferraillage des voiles (linteaux) …… 77

VI.5.7.1 : Ferraillage des linteaux $(\tau_b \leq 0.06 f_{c28})$ …… 77

VI.5.7.2 : Ferraillage des linteaux $(\tau_b \geq 0.06 f_{c28})$ …… 78

VI.5.7.3Ferraillage minimal …… 78

Sommaire :

VI.6.Ferraillage des poutres …… 79
VI.7.Ferraillages des goussets …… 81
VI.8.Ferraillage des poteaux …… 82

Chapitre VII : Etude l'infrastructure

VII.1.Introduction …….. 84
VII.2.Reconnaissances du sol …… 84
VII.3.Ferraillage des longrines …… 84
VII.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime …… 85
VII.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service …….. 85
VII.3.3. Calcul des armatures transversales …… 85
VII.4. Choix du type des fondations …… 85
VII.4.1. Semelles isolées ……... 85
VII.4.3.Dimensionnement des semelles isolées …… 86
VII.4.4.Vérification des contraintes sous la semelle …….. 86
VII.4.5.Vérification de la stabilité au renversement …….. 87
VII.4.6.Vérification de poinçonnement …… 87
VII.4.7.Ferraillage des semelles isolées ……..87
VII.5.Semelles filantes …….. 87
VII.5.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux à l'ELS……. 87
VII.5.2.Vérification des contraintes sous la semelle …….. 88
VII.5.3.Vérification de poinçonnement …… 89
VII.5.4.Dimensionnement de la poutre de libage ……... 89
VII.5.5.Vérification de poinçonnement …… 89
VII.5.6.Ferraillage de la poutre de libage …… 89
VII.5.7 : les armatures longitudinales ……... 90
VII.5.8 : Vérification des contraintes à l'ELS …….. 90
VII.5.9 : Les armatures de peau …… 90
VII.5.10 : Vérification de cisaillement …… 90
VII.6 : Ferraillage de la semelle filante sous plusieurs poteaux ……... 91
VII.6.1 : les armatures longitudinales ……... 91
VII.6.2 : les armatures de répartition …… 91
VII.6.3 : Vérification des contraintes sous la semelle …… 92

Sommaire :

VII.6.4 : Vérification de poinçonnement …….. 92
VII.6.5 : Ferraillage de la semelle filante sous un voile ……. 92
VII.6.6 : Les armatures de répartition …… 92
VII.6.7 : Vérification de chevauchement ……..... 92
VII.7.Dimensionnement des semelles isolées …… 93
VII.7.1 : Vérification des contraintes sous la semelle …… 92
VII.7.2 : Vérification de la stabilité au renversement …… 93
VII.7.3 : Vérification de poinçonnement …… 94
VII.8 : Ferraillage des semelles isolées …… 94

Sommaire :

Liste de tableaux

Chapitre II

Tableau II .1 : Pré dimensionnement des planchers corps creux…….5
Tableau II.2 : Pré dimensionnement des planchers dalle pleine…….6
Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse…….... 6
Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux).7
Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes des planchers courants (dalle pleine).7
Tableau II.6. Charge permanente du mur double cloison……...8
Tableau II.7. Charge permanente du mur simple cloison…….....8
Tableau II.8. Charges permanente du mur rideau double vitrage……..... .9
Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poutres principales…….. .10
Tableau II.10 : Pré dimensionnement des poutres secondaires…….....11
Tableau II.11 : vérification selon RPA99 version 2003…….....11
Tableau II.12 : Pré dimensionnement des voiles……...…12
Tableau II.13 : Surface reprise par le poteau……...…..14
Tableau II.14 : l'effort normal ultime de chaque niveau……..…..14
Tableau II.15 : Surcharges d'exploitation…….....15
Tableau II.16 : Charges permanentes de chaque niveau. ……..15
Tableau II.17 : Charges permanentes de chaque niveau……..…..16
Tableau II.18 : Surface reprise par le poteau…….....16
Tableau II.19 : L'effort normal ultime (RDC)…… .17
Tableau II.20 : Surcharges d'exploitation……. ……....17
Tableau II.21 : Charges permanentes (RDC)……..… .17
Tableau II.22 : Vérification de l'effort normal.....17

Chapitre III

Tableau III.1: Les charges …….....19
Tableau III.2: Les efforts…….…19
Tableau III.3:Calcul et vérification de ferraillage de l'acrotère……...20
Tableau III.4 : Vérification des contraintes à L'ELS……...20
Tableau III.5:Les charges de poutrelle avant coulage……. …21
Tableau III.6:Le nombre des étaiements ……22

Liste de tableaux

Tableau III.7:Le nombre des étaiements……..22
Tableau III.8: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S…….....23
Tableau III.9: les sollicitations max en travée et aux appuis……... …23
Tableau III.10: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S……..24
Tableau III.11: les sollicitations max en travée et aux appuis ……24
Tableau III.12: la section d'armateur…….....25
Tableau III.13 :l'espacement et vérification d'armateur……..25
Tableau III.14 : Les moments à l'EL ……..25
Tableau III.15:vérification des contraintes…….....25
Tableau III.16:Vérification des contraintes tangentielle……..25
Tableau III.17:Vérification des flèches……26
Tableau III.18:Dimensions de l'escalier ……..27
Tableau III.19:Evaluation de la charge permanente de paillasse ……....27
Tableau III.20:Evaluation de la charge permanente de palier de repos…….....28
Tableau III.21:Moment a L'ELU et L'ELS ……28
Tableau III.22:La section d'armateur et leur espacement……28
Tableau III.23:Vérification des contraintes à L'ELS …….....28
Tableau III.24:Vérification des contraintes tangentielles……...29
Tableau III.25:Vérification des flèche ……29
Tableau III.26 : Pré dimensionnement de la poutre palier ……...30
Tableau III.27 : Les charges de la poutre palier ……...30
Tableau III.28 : Les efforts de la poutre palier ……30
Tableau III.29 : Caractéristiques des matériaux de l'escalier ……...30
Tableau III.30 : Le ferraillage de la poutre palier à l'ELU ……31
Tableau III.31 : Le ferraillage de la poutre palier à l'ELS ……31
Tableau III.32 : Vérification des contraintes de cisaillement ……..31
Tableau III.33 : Pré dimensionnement du consol ……32
Tableau III.34 : Les charges du consol ……...32
Tableau III.35 : Les efforts du consol ……32
Tableau III.36 : Le ferraillage du consol à l'ELU ……...32
Tableau III.37 : Le ferraillage du consol à l'ELS ……..32
Tableau III.38 : Vérification des contraintes de cisaillement ……...33

Tableau III.39 : Calcul travaille externe et interne …….. 34
Tableau III.40 : Calcul ferraillage dalle pleine ……35
Tableau III.41 : Vérification des contraintes ……...…… 36

Chapitre IV

Tableau IV.1:Centre de masse et centre de rigidité ……..38
Tableau IV.2 : Vérification de l'excentricité statique ……...39
Tableau IV.3:Centre de masse et centre de rigidité ……..40
Tableau IV.4: Vérification de l'excentricité statique ……41
Tableau IV.5 : Vérification de coefficient de comportement R suivant X ……....43
Tableau IV.6:Vérification de coefficient de comportement R suivant X en pourcentage 43
Tableau IV.7 : Vérification de coefficient de comportement R suivant Y ……44
Tableau IV.8:Vérification de coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage ..44
Tableau IV.9 : Détermination du facteur de qualité …… 45
Tableau IV. 10 : le comportement des trois premiers modes ……46
Tableau IV.11 : Coefficient de participation massique ……...47
Tableau IV.12: calcul de la force sismique ……48
Tableau IV.13: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..……..48
Tableau IV.14: Vérification de la stabilité au renversement ……...49
Tableau IV.15: Vérification des déplacements inter-étages sens x-x …… 50
Tableau IV.16: Vérification des déplacements inter-étages sens y-y ……50
Tableau IV.17: Vérification de cisaillement des poutres ……51
Tableau IV.18: Vérification de l'effort normal réduit ……51
Tableau IV.19: Vérification de cisaillement des voiles ……..52
Tableau IV.20: Vérification l'effet P-Δ suivant X,Y ……..53
Tableau IV.21:Centre de masse et centre de rigidité ……53
Tableau IV.22 : Calcul de l'excentricité statique ……...54
Tableau IV.23 : Vérification de coefficient de comportement R suivant X ……..54
Tableau IV.24:Vérification de coefficient de comportement R suivant X en pourcentage …55
Tableau IV.25 : Vérification de coefficient de comportement R suivant Y…… 55
Tableau IV.26:Vérification de coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage…. 55
Tableau IV.27 : le comportement des trois premiers modes ……56
Tableau IV.28 : Coefficient de participation massique ...……..56
Tableau IV.29: calcul de la force sismique ...……56

Tableau IV.30: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..57
Tableau IV.31: Vérification de la stabilité au renversement ……..57
Tableau IV.32: Vérification des déplacements inter-étages sens x-x ……57
Tableau IV.33: Vérification des déplacements inter-étages sens y-y ……57
Tableau IV.34: Vérification de cisaillement des poutres ……...58
Tableau IV.35: Vérification de l'effort normal réduit ……58
Tableau IV.36: Vérification l'effet P-Δ suivant X, Y …….. 58

Chapitre V

Tableau V.1: Les charges …… 60
Tableau V.2: Calcule de ferraillage de poutre soumise à la charge thermique **..**……60
Tableau V. 3: Vérification des contraintes à l'ELS ……..60
Tableau V.4:Ferraillage pour les sollicitations ACC et ELU …… 60
Tableau V.5:Comparaison de ferraillage ACC et thermique ……..61
Tableau V.6:Vérification de ferraillage de section minimale ……61
Tableau V.7: Ferraillage des armateurs et leur espacement. ……... 62
Tableau V.8:Vérification de la flèche. ……...…62

Chapitre VI

Tableau VI.1: Les données de calcul ……64
Tableau VI.2: La section d'armatures des poutres ……..66
Tableau VI.3 : Armatures choisis et vérification selon RPA2003 et CBA **.**……..66
Tableau VI.4: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS ……..67
Tableau VI.5: Calcul de la contrainte τ ……..67
Tableau VI.6: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres ……..67
Tableau VI.7: Les armatures transversales ainsi que leur espacement ……...68
Tableau VI.8: Vérification Les conditions de la flèche des poutres. …..……...68
Tableau VI.9: Ferraillage longitudinale des poteaux ……..71
Tableau VI.10: Vérification des contraintes à l'ELS ……..72
Tableau VI.11: Vérification de cisaillement des poteaux ……...73
Tableau VI.12: Calcul des armatures transversales ……73
Tableau VI.13: Ferraillage verticales et horizontales des voiles pleins ……76
Tableau VI.14: Ferraillage des armatures de répartition ……76
Tableau VI.15: Vérification des contraintes à l'ELS ……..77

Tableau VI.16: Vérification des contraintes des cisaillements ……...77
Tableau VI.17 : Détermination des sollicitations. ……78
Tableau VI.18 : Ferraillage des armatures diagonales ……78
Tableau VI.19 : Ferraillage minimales ……...78
Tableau VI.20: La section d'armatures des poutres ……..79
Tableau VI.21: La section choisie d'armatures des poutres ……79
Tableau VI.22: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS ……...…79
Tableau VI.23: Vérification de section d'armatures ……...80
Tableau VI.24: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres ……80
Tableau VI.25: Vérification Les conditions de la flèche des poutres ……..80
Tableau VI.26: Les armatures transversales ainsi que leur espacement ……80
Tableau VI.27: Ferraillage longitudinales des goussets ……81
Tableau VI.28: Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS ……81
Tableau VI.29: Vérification de la contrainte de cisaillement ……81
Tableau VI.30: Les armatures transversales ainsi que leur espacement ……..……81
Tableau VI.31: Ferraillage longitudinale des poteaux ……82
Tableau VI.32: Vérification des contraintes à l'ELS ……..82
Tableau VI.33: Vérification de cisaillement des poteaux ……82
Tableau VI.34: Calcul des armatures transversales ……82

Chapitre VII

Tableau VII.1 : Ferraillage longitudinal des longrines ……...……...…85
Tableau VII.2 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines …...……..…...85
Tableau VII.3 : Les armatures transversales et leurs espacements dans les longrines ……..…85
Tableau VII.4 : Dimensionnement des semelles isolées ……...…85
Tableau VII.5 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS ……..……86
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes sous la semelle ……..…….. 86
Tableau VII.7 : Vérification de la stabilité au renversement …….…….. .87
Tableau VII.8 : Ferraillage des semelles isolées ……87
Tableau VII.9 : Dimensionnement des semelles filantes ……...…..88
Tableau VII.10 : Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux à l'ELS ..….88
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes sous la semelle ……..…….….87
Tableau VII.12 : Dimensionnement de la poutre de libage ……..……89
Tableau VII.13 : Evaluation des charges de la poutre de libage ……..……..89

Liste de tableaux

Tableau VII.14 : Calcul les armatures longitudinales de la poutre de libage ……....90

Tableau VII.15 : Vérification des contraintes à l'ELS ……..…….90

Tableau VII.16 : Les armatures transversales ……...……..90

Tableau VII.17 : Ferraillage de la semelle filante sous plusieurs poteaux …..……...91

Tableau VII.18 : Les armatures de répartition ……..….……91

Tableau VII.19 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles ……...……91

Tableau VII.20 : Dimensionnement des semelles filantes sous voile à l'ELS ..…….91

Tableau VI.21 : Vérification des contraintes sous la semelle ……..……92

Tableau VII.22 : Ferraillage de la semelle filante sous voiles ……..…….92

Tableau VII.23 : Les armatures de répartition ……...…….92

Tableau VII.24 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS ……..92

Tableau VII.25 : Vérification des contraintes sous la semelle ……...93

Tableau VII.26 : Vérification de la stabilité au renversement ……....93

Tableau VII.27 : Ferraillage des semelles isolées ……...93

LISTE DES FIGURE

Figure I.1 : Plan de masse ……..2
Figure I.2 : Vue en plan……...3
Figure I.3 : Vue en plan……...3
Figure II.1: schéma des goussets……...10
Figure II.2: Poteau plus sollicité. ……....13
Figure II.3 : Poteau plus sollicité……..….16
Figure III.1: L'acrotère. ……19
Figure III.2:Ferraillage de l'acrotère…….20
Figure III.3: schéma de la poutrelle avant coulage. …….. ...21
Figure III.4: Ferraillage des poutrelles…….....26
Figure III.5: Représentation d'un escalier…….26
Figure III.6: Dimensions de l'escalier……...27
Figure III.7: Plan de ferraillage de l'escalier…….....29
Figure III.8: Ferraillage de l'escalier…….29
Figure III.9 : Ferraillage de poutre palière… …….....28
Figure III.10 : Ferraillage de consol …….33
Figure III.11: Dalle reposant sur 4 appuis…….34
Figure IV.1 : centre masse et centre torsion ……... 39
Figure IV.2:Vue en plan ……40
Figure IV.3 : Disposition des voiles ……46
Figure IV.4 : Vue en plan ……54
Figure V.1: La variation de la Températures en 2018 à Médéa. ……..59
Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales (30x60). ……62
Figure V.3 : Ferraillage des poutres principales (30x40)……..63
Figure VI.1 : Ferraillage de poutre escalier……..69
Figure VI.2 : ferraillage des poutres principales……....69
Figure VI.3 : Ferraillage des poutres secondaires……..70
Figure VI.4 : Ferraillage des poteaux (40x40) ;(45x45) ;(50x50)……...……..74
Figure VI.5 : Ferraillage des poteaux (45x50)……...83
Figure VII.1 : Vérification de chevauchement……..86
Figure VII.2: Le choix final des semelles ……88

LISTE DES FIGURE

Figure VII.3 : Ferraillage des semelles isolées ……...95
Figure VII.4 : Ferraillage des semelles filantes sous poteaux……...……95
Figure VII.5 : Ferraillage des semelles filantes sous Voiles…….96
Figure VII.6 : Ferraillage des semelles isolées…….96

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

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

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

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

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

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

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

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

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 des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+5+s.sol implanté en zone de très forte sismicité (zone III), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalle pleine).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles).
- La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

Chapitre I

Présentation de l’ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre étude est le calcul d'un bâtiment de six niveaux **(RDC+Cinq étages**) et une salle de conférence en **(RDC)** à usage d'administration avec une terrasse inaccessible.

Cet bâtiment, implanté dans la commune de Médéa (wilaya de Médéa), région classée par le **RPA99 version 2003** comme une zone sismicité **(IIb)**.

La circulation verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier et un ascenseur.

Les planchers sont des diaphragmes rigides horizontaux, constitués par des dalles en corps creux.

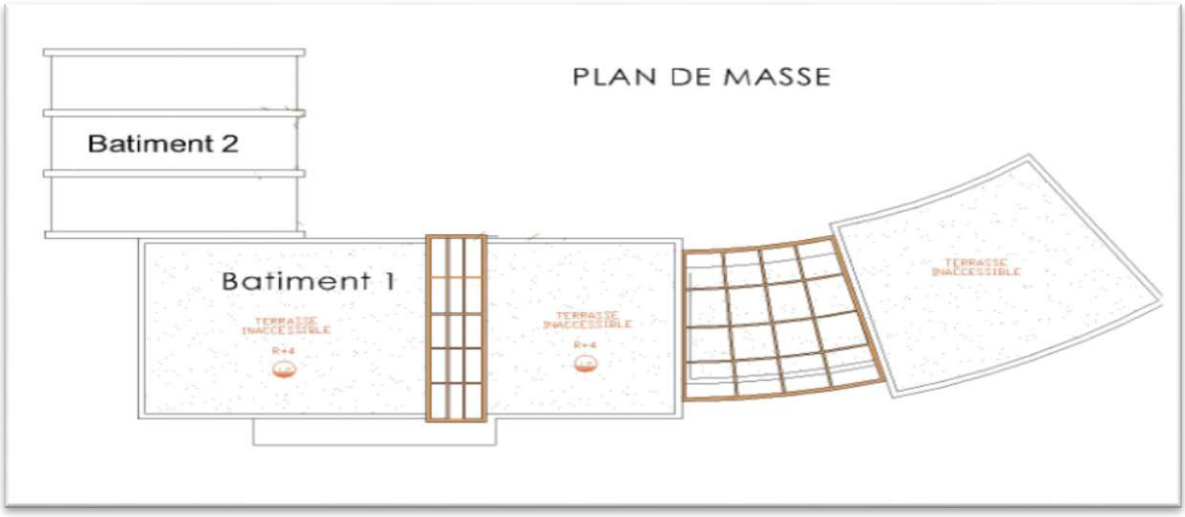


Figure I.1 : Plan de masse

I.2. Caractéristiques Géométriques du bâtiment

I.2.1. Dimensions en élévation

Bâtiment 01 :

- Hauteur du **RDC** et des étages courants ……h = 3.91 m
- Hauteur totale du bâtiment ……H=23.46m

Bâtiment 02 :

- Hauteur de salle conférence ……. h = 4.93 m

I.2.2. Dimension en plan

Bâtiment 01 :

- Largeur totale du bâtiment …….. l =10 m
- Langueur totale du bâtiment …… L =45.2m

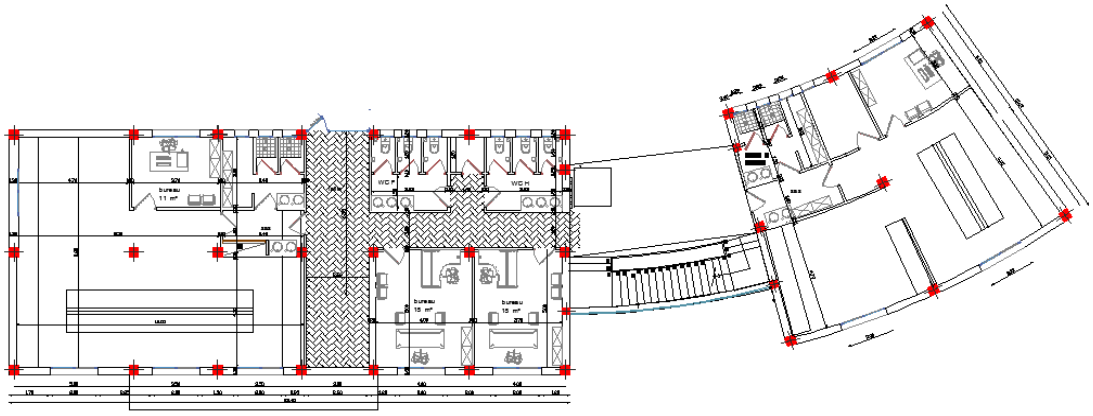


Figure I.2 : Vue en plan.

Bâtiment 02 :

- Largeur totale de la salle de conférence…….l=11.5m
- Langueur totale de la salle de conférence ……..L =12m

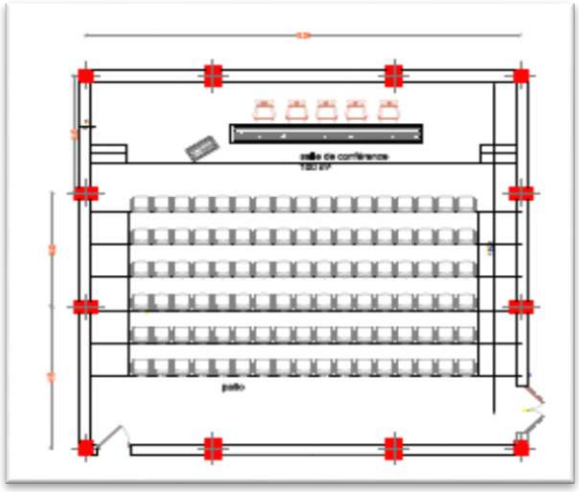


Figure I.3 : Vue en plan.

I.2.3.L'ossature

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble des efforts suivants :

- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et de la surcharge d'exploitations ;
- Les efforts horizontaux dus au séisme ;
- Les efforts horizontaux dus au vent.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et portiques en béton armé.

1.2.4. Planchers

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Leur rôle est de résister aux charges verticales et de les transmettre aux éléments porteurs de la structure résistante.

I.2.5. Maçonnerie

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuse. On a deux types :

a. Murs extérieurs

Les murs extérieurs sont des murs de façade qui assure la fermeture de l'enveloppe du bâtiment sans participer à sa stabilité (les charges étant transférées à la fondation principale par des raccordements aux planchers ou aux colonnes du bâtiment). Les panneaux sont donc appuyés, étage par étage, sur un squelette fixe.

b. Murs intérieurs

Les murs simples sont des cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau ;
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs ; murs des sales d'eau et cage d'escalier ;
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.2.7. Les escaliers

Notre structure comporte un seul type d'escalier : escalier

I.2.8. Ascenseur

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

I.2.9. L'acrotère

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé.

I.2.10. Fondation

Les fondations sont des éléments dont le rôle est la transmission des charges induites par la structure au sol. Autrement dit c'est le support de la structure.

Pour notre projet les fondations seront choisies conformément au rapport du sol :

- résistance mécanique ;
- imperméabilité à l'eau.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de la structure selon les règlements **RPA99 Version 2003** et **CBA93**. Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment, à savoir :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

II.2.Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure, leur fonction principale est de résister et supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation afin de la transmettre aux éléments porteurs.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux ;
- Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux

Ils sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L_{max}/25) \leq ep \leq (L_{max}/20)$$

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des planchers corps creux.

Bâtiment 1			Bâtiment 2		
$L_{max} = 5$ m			$L_{max} = 4.35$ m		
$L_{max}/25$ (cm)	ep (cm)	$L_{max}/20$ (cm)	$L_{max}/25$ (cm)	ep (cm)	$L_{max}/20$ (cm)
20	**24**	25	17.4	**24**	21.75

Donc, on opte pour un plancher à corps creux dans les deux Bâtiment : h= 24cm

Avec L : longueur maximale de la poutrelle ; ep : l'épaisseur de plancher

II.2.2. Plancher dalle pleine

- **Critère de résistance [1]**

Dalle reposant sur 4 appuis $L_{max}/45$ (cm) $\leq$ **ep** $\leq L_{max}/40$ (cm)

Bâtiment 1 :

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des planchers dalle pleine.

L	$L_{max}/45$ (cm)	ep (cm)	$L_{max}/40$ (cm)
3.5m	7.77	**15**	8.75

Donc, on opte pour un plancher à dalle pleine : h= 15cm

Avec L : longueur minimale ; ep : l'épaisseur de la dalle

II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations [3]

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

a. Charges permanentes

Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse.

composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Gravier roulé (8/15)	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Papier kraft	-	-	0.05
Film poly âne	-	-	0.01
Liège (isolant)	0.04	4	0.16
Par vapeur	0.01	6	0.06
Forme de pente	0.10	22	2.20
Plancher (20+4)	0.2+0.04	-	3.2
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
$G=6.8KN/m^2$			

b. Surcharge d'exploitation [3]

Terrasse inaccessible Q=1 kN/m.

II.3.2. Plancher étage courant (corps creux) [3]

a. Charges permanentes

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux).

Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher 20+4	0.2+0.04	-	3.2
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
murs simples cloison	0.10	-	1.62
G=6.36 KN/m^2			

b. Surcharges d'exploitation [3]

- Usage administratif Q=2.5 kN/m2

Les valeurs de Q ont été déterminées du DTR (charge et surcharge)

II.3.3. Plancher étage courant (dalle pleine) [3]

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes des planchers courants (dalle pleine).

Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine	0.15	-	3.75
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
murs simples cloison	0.10	-	1.62
G=7.07 KN/m^2			

II.3.4.Maçonneries [3]

a-Murs extérieurs (doubles-cloisons)

Tableau II.6. Charge permanente du mur double cloison**.**

composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.10	9	0.90
Lame d'aire	-	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G=2.52 KN/m^2			

b-Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.7. Charge permanente du mur simple cloison.

Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G=1.62 KN/m^2			

c- Murs rideaux (double vitrage) **[4]**

Tableau. II.8 : Charge permanente des murs rideaux (double vitrage)

Composantes	Epaisseur (m)	Caractéristique	type	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Alucobande	5	Largeur inférieur 5 cm Largeur extérieure 5 cm Profondeur montante 4.2 à 23 cm Profondeur traversé 0.5 à 19.3cm	CW50	27	1.35
Verre 1	1	Anti feu Isolation élevée Solar Photovoltaïque	VEP AA110	25	0.25
L'âme d'air	1	-	-	-	
Verre 1	1	Anti feu Isolation élevée Solar Photovoltaïque	VEP AA110	25	0.25
G= 1.75 kN/m²					

II.4. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante :

$$L/15 \ (cm) \leq h \leq L/10 \ (cm) \qquad 0.27h \ (cm) \leq b \leq 0.36h \ (cm)$$

II.4.1.Les poutres principales

Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poutres principales.

Bâtiment 1				Bâtiment 2		
				L_{max} = 11.4 m		
	L_{max} /15	h(cm)	L_{max} /10	L_{max} /15	h(cm)	L_{max} /10
L_{max} = 8.35 m	55.66	**60**	83.5	76	**75**	114
L_{max} = 5.95 m	39.66	**40**	59.5			
	0.27h (cm)	b (cm)	0.36h (cm)	0.27h (cm)	b (cm)	0.36h (cm)
L_{max} = 8.35 m	18	**30**	42	20.25	**35**	27
L_{max} = 5.95 m	10.8	**30**	14.4			

Commentaire :

Pour le bâtiment 1 on a deux type de poutre principale ;on adopte la section :

Type 1: (bxh) = 60x30 cm^2

Type 2: (bxh) = 40x30 cm^2

Pour le bâtiment 2 ; on adopte la section : (bxh) = 75x35cm^2.

II.4.2.Les goussets

Les goussets sont utilisés dans les portiques des grandes travée pour :

- Augmenter la hauteur libre ;
- Réduire la longueur des poutres (portée) ;
- Minimiser la longueur de travée et minimiser la flèche en travée ;
- Minimiser les contraintes de cisaillement aux niveaux des appuis.

On suppose h_{pp} = 75 cm donc :

$\frac{3h}{2}$ = 110 cm ; $\frac{h}{2}$ = 37.5 cm

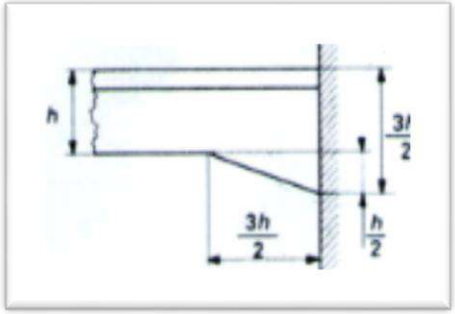


Figure II.1: schéma des goussets.

II.4.3. Poutres secondaires

Longueur maximale des poutres secondaires

Tableau II.10 : Pré dimensionnement des poutres secondaires.

L_{max} = 4.6 m		
L_{max} /15	h (cm)	L_{max} /10
30.67	**35**	46
0.3h (cm)	b(cm)	0.7h (cm)
10.5	**30**	24.5

Donc on adopte la section des poutres principales (bxh) = 35x30cm^2

Avec :

L : la plus grande portée dans le sens considéré entre nu d'appuis

h : la hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

II.4.4.Vérification selon RPA99 version 2003 Art [7.5.1]

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

Tableau II.11 : vérification selon RPA99 version 2003.

	Poutre principale			Poutre secondaire		
	Bâtiment 1	Bâtiment 2	Condition	Bâtiment 1	Bâtiment 2	Condition
h ≥ 30 cm	60	70	Vérifiée	35	35	Vérifie
b ≥ 20 cm	30	35	Vérifie	30	30	Vérifie
h/b ≤ 4	2	2	Vérifie	1.17	1.17	Vérifie

Toutes les vérifications du RPA99 version 2003sont satisfaites.

II.5.Pré dimensionnement des voiles RPA99 version 2003 Art [7.7.1] [1]

Pour le pré dimensionnement de cet élément le règlement en exige une épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

Tableau II.12 : Pré dimensionnement des voiles.

Les voiles	$h_1 = h_e - h_{ps}$ (cm)	$a \geq h_e/22$	$a_{adoptée}$ (cm)
Etage courant	356	16.18	20

Alors l'épaisseur de voile est égale **a = 20 cm**

Avec

h: la hauteur libre ; h_e : la hauteur d'étage ; h_s : la hauteur de la poutre secondaire

II.6. Pré dimensionnement des poteaux [2]

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitations à l'état limite ultime (Nu = 1.35 G+1.5 Q) selon le CBA93 Art [B.8.4.1].

II.6.1. Etapes de pré dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité ;
- Calcule de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau ;
- Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées **(N_u = 1.1 N_u ($poteaux\ intermediare$); N_u = 1.15 N_u ($poteaux\ de\ rive$)) CBA93 [ART B.8.1.1]** ;
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le **RPA99 version 2003**

Pour les poteaux rectangulaires ou carrées :

Min (b, h) ≥ 30 cm en zone IIb **[1]**

Min d ≥ 35 en zone IIb

- L'effort normal ultime agissant sur un poteau droit N_u doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{B_r * F_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s}\right] \quad [2]$$

Avec :

N_{ultime} **:** Effort normale admissible à l'ELU ;

B_r **:** La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réel un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie «**B_r = (b-2cm)x(h-2cm)**» ;

F_{c28} et F_e **:** Résistance caractéristique du béton et de l'acier ;

A_s : Section d'armature dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réel du poteau (A = B/1000) ;

γ_b et γ_s : Coefficient de sécurité du béton et de l'acier (situation durable **: γ_b =1.5 ; γ_s = 1.15**;

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \\ \alpha = 0.06(\dfrac{50}{\lambda})^2 \end{cases} \quad \text{pour} \quad \begin{cases} \lambda \leq 50 \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec **:**

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ c'est l'élancement géométrique ou :

L_f : Longueur de flambement qui est défini par le **CBA 93** comme suit :

- **0.7*L_0** : si le poteau est à ses extrémités
- L_0 : Dans les autres cas.
- $i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \dfrac{bh^3}{12}$ (Poteau carré).

II.6.2.Calcul l'effort normal ultime Nu [2]

On calcul les charges permanente et les surcharges d'exploitations reprisent par le poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Bâtiment 01

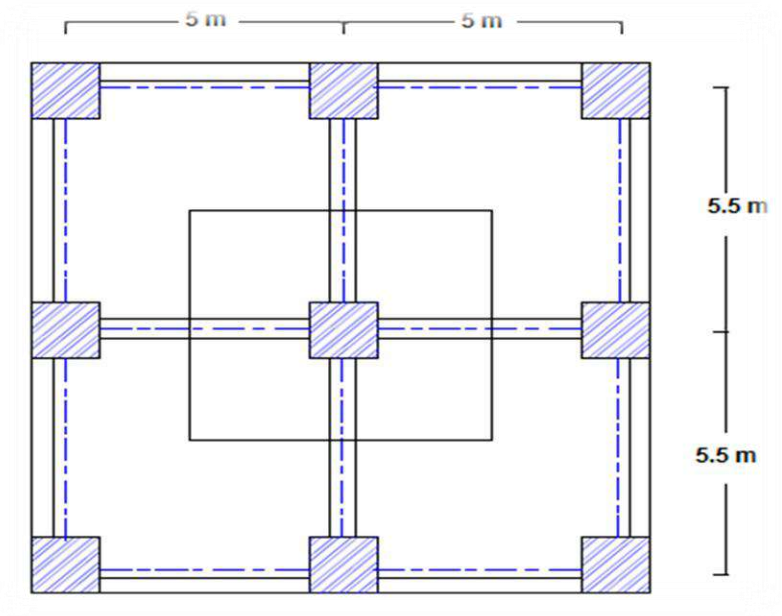


Figure II.2: Poteau plus sollicité.

II.6.3.La Surface reprise par le poteau plus sollicité

Tableau II.13 : Surface reprise par le poteau.

La surface partielle	S_p = (4.6/2) x 2+(5.1/2)*2	S_p = 23.46 m^2
La surface totale	S_t = 5 x 5.5	S_t = 27.5 m^2

II.6.4.Calcul l'effort normal ultime de chaque niveaux

Tableau II.14 : l'effort normal ultime de chaque niveau.

Etage	(a)	L_f(m)	i=b/(√12)m	λ	fc28Mpa	Bcm^2	$B_r cm^2$	$A_s cm^2$	α	NU kN
5^{eme}	40	2.74	0,115	23,70	25	1600	1444	1,6	0,778	2125,315
4^{eme}	40	2.74	0,115	23,70	25	1600	1444	1,6	0,778	2125,315
3^{eme}	45	2.74	0,130	21,07	25	2025	1849	2,025	0,792	2769,6
2^{eme}	45	2.74	0,130	21,07	25	2025	1849	2,025	0,792	2769,6
1^{ere}	50	2.74	0,144	18,96	25	2500	2304	2,5	0,803	3495,379
RDC	50	2.74	0,144	18,96	25	2500	2304	2,5	0,803	3495,379

II.6.5.Descente des charges [DTR charge et surcharge B.C.22] [3]

II.6.5.1.Surcharges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les surcharges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

$$\mathbf{Q0+\frac{3+n}{2n}\ (Q1+Q2+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Qn).}$$

Avec :

n : nombre d'étage en démarre de haut en bas.

Q0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2….Qn : les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.15 : Surcharges d'exploitation.

Etage	Q(KN/m³)	Surface(cm²)	Q(KN)	$\frac{3+n}{2n}$	$Q_{cumulée}$(KN)
5^{eme}	1	27.5	27.5	1	27,5
4^{eme}	2.5		68.75	1	96,25
3^{eme}	2.5		68.75	0.95	158,125
2^{eme}	2.5		68.75	0.9	213,125
1^{ere}	2.5		68.75	0.85	261,250
RDC	2.5		68.75	0.8	302,500

- Les surcharges d'exploitation diffèrent d'un usage à un autre.

II.6.5.2.Charges permanentes

Calcul les charges de chèque niveau

$G_{pp/ps}$ = L x b x h x ρb

G_{pot}= H x b x h x ρb

$G_{plancher\ EC/terrasse}$= poids propres x Sp

Tableau II.16 : Charges permanentes de chaque niveau.

Etage	h (m)	$G_{p.p}$(KN)	$G_{p.s}$((KN)	G_{pot}((KN)	G_{Niv}((KN)	$G_{cumulée}$(KN)
5^{eme}	3.91	30.6	12.075	15,64	150,144	208,459
4^{eme}	3.91	30.6	12.075	15,64	137,4756	404,2496
3^{eme}	3.91	30.6	12.075	19,79438	137,4756	604,1946
2^{eme}	3.91	30.6	12.075	19,79438	137,4756	804,1396
1^{ere}	3.91	30.6	12.075	24,4375	137,4756	1008,728
RDC	3.91	30.6	12.075	24,4375	137,4756	1213,316

II.6.5.3.Vérification de l'effort normal de chaque niveau

Tableau II.17 : Charges permanentes de chaque niveau.

Etage	$G_{cumulée}$(KN)	$Q_{cumulée}$(KN)	N_u(KN)	$1.1N_u$(KN)	N_{ubar}(kN)	$1.1N_u \leq$ Nu
5^{eme}	208,459	27,5	322,6697	354,9366	2125,315	Vérifiée
4^{eme}	404,2496	96,25	690,112	759,1232	2125,315	Vérifiée
3^{eme}	604,1946	158,125	1052,85	1158,135	2769,6	Vérifiée
2^{eme}	804,1396	213,125	1405,276	1545,803	2769,6	Vérifiée
1^{ere}	1008,728	261,250	1753,657	1929,023	3495,379	Vérifiée
RDC	1213,316	302,500	2091,726	2300,899	3495,379	Vérifiée

- Toutes les valeurs de 1.1Nu sont inferieur aux valeurs de Nu

Bâtiment 2

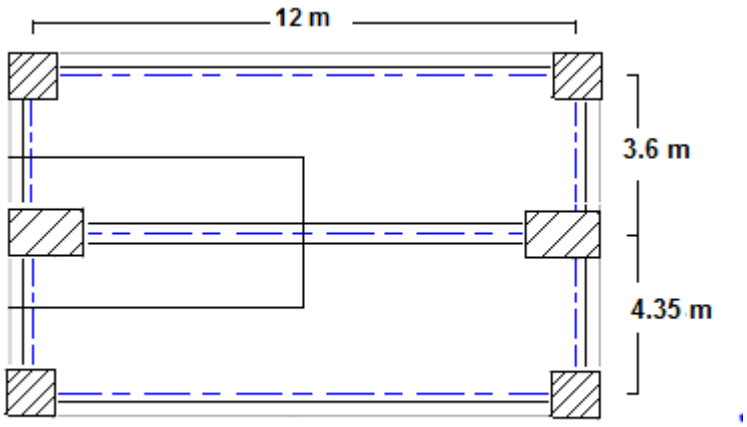


Figure II.3 : Poteau plus sollicité.

II.6.5.4.La Surface reprise par le poteau plus sollicité

Tableau II.18 : Surface reprise par le poteau.

La surface partielle	S_p = (11.4/2)*(3.1/2+3.95/2)	S_p = 20.09 m^2
La surface totale	S_t = (12/2)*(3.6/2+4.35/2)	S_t = 23.85 m^2

II.6.5.5.Calcul l'effort normal ultime

Tableau II.19 : L'effort normal ultime (RDC).

Etage	a	b	L_f(m)	i=b/√12 m	λ	f_{c28}Mpa	Bcm²	$B_r$cm²	$A_s$cm²	α	NU kN
RDC	45	50	2.74	0.144	18.96	25	2250	2064	2.25	0.80	3131,567

Tableau II.20 : Surcharges d'exploitation.

Etage	Q(KN/m³)	Surface (cm²)	Q(KN)	$\frac{3+n}{2n}$	$Q_{cumulée}$(KN)
RDC	1	21.3	21.3	2	21.3

- Les surcharges d'exploitation diffèrent d'un usage à un autre.

II.6.5.6.Charges permanentes

Tableau II.21 : Charges permanentes (RDC).

Etage	h (m)	$G_{p.p}$(KN)	$G_{p.s}$((KN)	G_{pot}((KN)	G_{Niv}((KN)	$G_{cumulée}$(KN)
RDC	3.91	23.166	14,963	21,994	136,612	196,734

II.6.5.7.Vérification de l'effort normal (RDC)

Tableau II.22 : Vérification de l'effort normal.

Etage	$G_{cumulée}$(KN)	$Q_{cumulée}$(KN)	N_u(KN)	$1.15N_u$(KN)	Nu (kN)	$1.15N_u \leq$ Nu
RDC	196,734	21.3	301,36573	346,57059	3131,5679	Vérifiée

- Toutes les valeurs de 1.15Nu sont inferieur aux valeurs de Nu

II.7.Caractéristiques mécaniques des matériaux

II.7.1.Béton

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportions convenables et de maniéré homogène du ciment, granulats (gravie, sables) et de l'eau de gâchage.

a. Caractéristique du béton

- Facile à le fabrique et à la mettre en œuvre.
- Bonne résistance à la compression.
- Bonne résistance aux actions climatiques.

- Faible résistance à la traction.

b. Ciment

Le choix du dosage et la classe du ciment doit être fait en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique
- imperméabilité à l'eau

Pour notre ouvrage on utilisera le ciment composé CPJ – CEMII 42.5 Mpa.

c. Granulat

Le béton est constitué de deux types de granulats (d/D).

- Sable de dimension 0/5.
- Gravier de dimension (3/8, 8/15, 15/25).

d. Eau de gâchage

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir de matières organiques qui influent sur la réaction chimique du béton.

e. adjuvant

L'adjuvant est un produit incorporé au moment de malaxage du béton à un dosage inférieur ou égale à 5% en masse du poids du ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et ou à l'état durci.

Pour notre ouvrage on utilisera un super plastifiant.

f. La résistance de béton fc28

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.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction

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

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

III.2. L'acrotère

Son calcul est en flexion composée

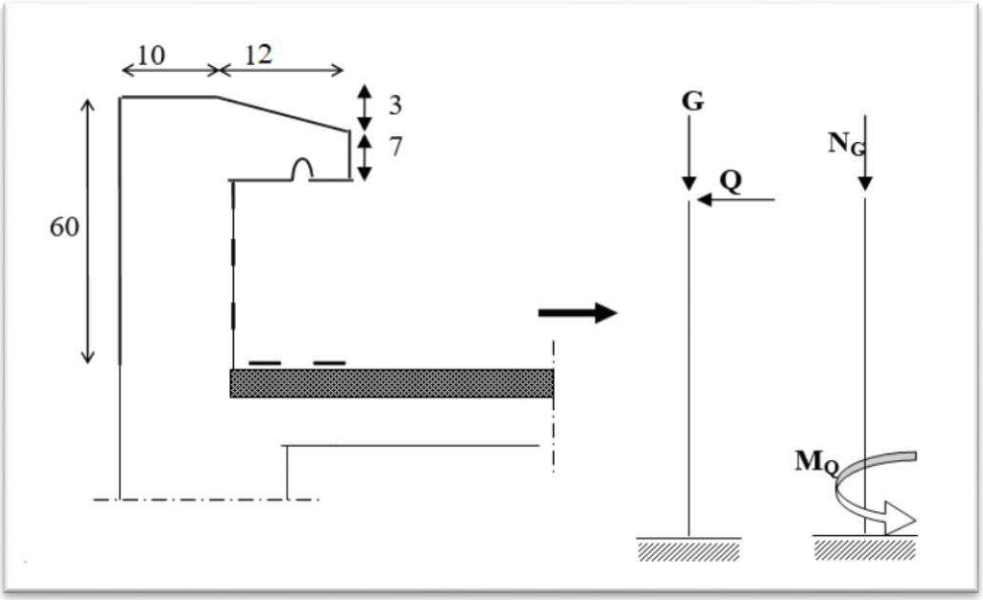


Figure III.1: L'acrotère.

III.2.1.Evaluation des charges permanentes et d'exploitations

Tableau III.1: Les charges.

Charge permanente G	S×ρ=[(0.6∗0.1)+(0.12∗0.07)+12∗(0.12∗0.03)]*25=1.755KN/ml
Charge d'exploitation Q	1.5 KN/ml

Donc la charge permanente de l'acrotère est égale 1.755 KN/ml et la charge d'exploitation est égale 1.5 KN/ml.

III.2.2. Détermination des efforts

Tableau III.2: Les efforts.

	ELU	ELS
Effort normal de compression	N_u=1.35.G=2.36 KN	N_s= G =1.755 KN
Moment fléchissant	M_u=1.5 $Q.h$=0.9 KN.m	M_s=$Q.h$=0.6 KN.m
Effort tranchant	V_u=1.5 Q=1.5 KN	

L'effort tranchant de l'acrotère à ELS est nul

III.2.3.Calcul du ferraillage l'acrotère

Le calcul du ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau III.3:Calcul et vérification de ferraillage de l'acrotère.

A=4.4cm²	A choisie =6HA10=4.71cm²	S choisie =15cm
$A_{rép}$= 1.17cm²	$A_{rép}$choisie =4HA8=2.01cm²	S choisie =15cm

Tableau III.4 : Vérification des contraintes à L'ELS.

Les contraintes	Les contraintes admissibles	Vérification
σ_b= 0.34 (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$=15 (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$Vérifiée
σ_{S1}=2.19 (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$=201.63 (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ Vérifiée
σ_{S2}=2.69 (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$=201.63 (Mpa)	$\sigma_{S2} \leq \overline{\sigma_s}$ Vérifiée

Les vérifications des contraintes à L'ELS sont satisfaites

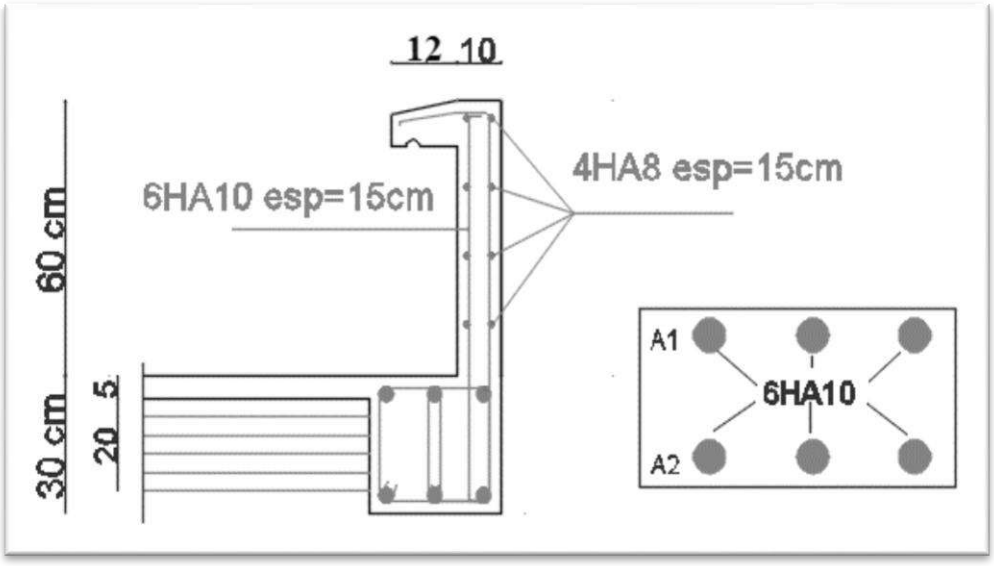


Figure III.2:Ferraillage de l'acrotère.

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9*0.075} \quad \Rightarrow \quad F = -11.83\ kN$$

F < 0, alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, il n'y a aucune vérification à faire.

III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5*10\text{^}3}{1000*75} \Rightarrow \tau_u = 0.02$ MPa

$\bar{\tau} = \min [0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}] = 2.5$ MPa (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = 0.02$ MPa $< \bar{\tau} = 2.5$ MPa (C.V)

Donc il n'y pas de risque de cisaillement du béton

III.3.Les poutrelles

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

• Etape 1 : avant coulage

• Etape 2 : après coulage

a. Etape 1 : Avant coulage

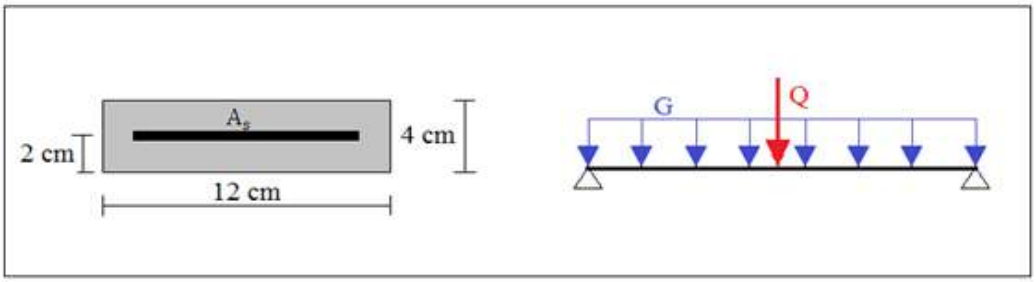


Figure III.3: schéma de la poutrelle avant coulage.

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- Son poids propre ;
- Le poids de corps creux (entrevous) ;
- Une charge concentrée {son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

III.3.1. Détermination du nombre d'étaiements

Tableau III.4:Les charges de poutrelle avant coulage.

L = 5 m	**G** = 0.12*0.04*25+0.065*1 = 0.77 KN/ml
	Q = Max [1 KN, 0.5L] = 2.5 KN

1. Calcul les moments

$M_G = \frac{GL^2}{8}$, $M_Q = \frac{QL}{4}$, $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5*G*L^4}{384*E*I} + \frac{Q*L^3}{48*E*I}$$

- $f_{bar} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $f_{bar} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

2. calcul les étaiements

Bâtiment 1 :

Tableau III.5:Le nombre des étaiements

Etaiement	G	Q	f_{c28}	E Mpa	L(m)	I(cm^4)	f_{max}(mm)	f_{bar}(mm)	$f < f_{bar}$
0	0.77	2.5	25	32000	5	64	780.30	10	Condition non vérifiée
1	0.77	1.25	25	32000	2.5	64	38.99	5	/
2	0.77	1	25	32000	1.67	64	8.49	3.33	/
3	0.77	1	25	32000	1.25	64	3.18	2.5	/
4	0.77	1	25	32000	1	64	1.51	2	Condition vérifiée

On doit disposer de quatre étaiements.

Structure 2

Tableau III.6:Le nombre des étaiements.

Etaiement	G	Q	f_{c28}	E Mpa	L(m)	I(cm^4)	f_{max}(mm)	f_{bar}(mm)	$f < f_{bar}$
0	0.77	1.8	25	32000	4.35	64	401.53	8.7	Condition non vérifiée
1	0.77	1	25	32000	2.17	64	22.34	4.35	/
2	0.77	1	25	32000	1.45	64	5.27	2.9	/
3	0.77	1	25	32000	0.54	64	0.21	1.09	Condition vérifiée

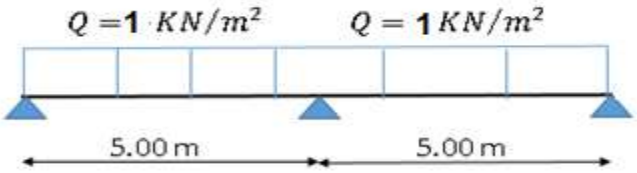
On doit disposer 3 étaiements.

b. Etape 2 : Après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continuée.

Bâtiment 1 :

Type 1 : poutrelle à deux travées.



Méthodes de calcul :

Méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes citées au tableau ci-dessous :

Tableau III.7: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m	Q KN/m	P_u KN/m	P_{ser} KN/m	Q≤2G	Q≤5	0.8<Li / Li+1 <1.25
Plancher terrasse	6.8	1	6.94	5.07	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
Plancher EC	6.36	2.5	8.01	5.75	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Avec P_u = 0.65 (1.35G +1.5Q) et P_{ser} = 0.65 (Q+G

Tableau III.8: les sollicitations max en travée et aux appuis.

	ELU				ELS		
	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN. m)
Plancher terrasse	12.24	9.8	21.47	21.65	8.94	6.91	15.68
Plancher Etage courant	14.14	11.31	24.79	25	10.15	8.12	17.81

Bâtiment 2 :

Type 2 : poutrelle à Trois travées .

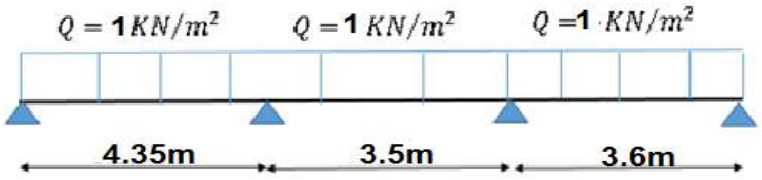


Tableau III.7: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m	Q KN/m	P_u KN/m	P_{ser} KN/m	Q≤2G	Q≤5	0.8<Li / Li+1 <1.25
Plancher terrasse	6.8	1	6.94	5.07	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau III.8: les sollicitations max en travée et aux appuis.

	ELU				ELS		
	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN. m)
Plancher terrasse	4.67	6.49	12.49	16.48	5.92	4.7	9.11

Avec :

$M_0 = \frac{P_u * L^2}{8}$; $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$; $M_w = 0.2\ M_0$; $M_e = 0.8 M_0$

M_a = Max (M_w ; M_e) ; $M_t = \text{Max}\begin{cases} \max(1.05 * M_0; (1 + 0.3 * \alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}) \\ \frac{(1.2 + 0.3 * \alpha) M_0}{2} \end{cases}$

$T_0 = \frac{P_u * L}{2}$; $T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$; $T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$

T = Max (T_w ; T_e)

III.3.2.Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles

III.3.2.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher corps creux

Tableau III.9: la section d'armateur

Plancher terrasse				
f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.1 Mpa	F_e=400Mpa	σ_{badm} =15Mpa	σ_{sadm}=201.6Mpa
En travée	1.5cm^2	$A_{choisie}$= 2HA10 = 1.57 cm^2		
En appuis	4.6cm^2	$A_{choisie}$= 1HA10+ch2HA16 = 4.8 cm^2		

Tableau III.10 :l'espacement et vérification d'armateur

f_{c28} = 25Mpa	T=25KN	b_0=80 mm	d =220mm	γ_b=1.15
S_t=19.8 cm		$S_{choisie}$= 15 cm		
A_t=57mm^2		$A_t/(b_0 * S_t) \geq 0.4$	Vérifiée	

III.3.2.2 : Calcul les moments à l'ELS

Tableau III.11 : Les moments à l'ELS.

f_{c28} = 25Mpa	b=60 mm	b_0=80 mm	d =220 mm	h_0=40 mm
En travée	A = 1.57 cm^2	M_{ser}=8.12 KN.m		
Aux appuis	A=4.81 cm^2	M_{ser}=17.81 KN.m		

III.3.2.3 : Vérification des contraintes à l'ELS du plancher Corps creux

Tableau III.12:vérification des contraintes.

Vérification des contraintes à L'ELS			
En travée	σ_b=3.3 Mpa	σ_{badm}=15Mpa	Condition vérifiée
En appuis	σ_b=14.3 Mpa	σ_{badm}=15Mpa	Condition vérifiée

Donc on adopté même section d'armateur choisi à l'E.L.U.

Tableau III.12:Vérification des contraintes tangentielle

τ_u(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification	S_{ch}(cm)	$A_{t\,min}$(cm²)	$A_{t\,ch}$(cm²)	Vérification
1.45	3.33	Condition vérifiée	15	0.42	2HA6=0.57	Condition vérifiée

Donc il n'y pas de risque de cisaillement du béton.

Tableau III.12:Vérification des flèches.

M_t(KN.m)	A_{s1ch} (cm²)	A_{s2ch} (cm²)	f(mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
6.62	1.57	0.79	8.2	10	Condition vérifiée

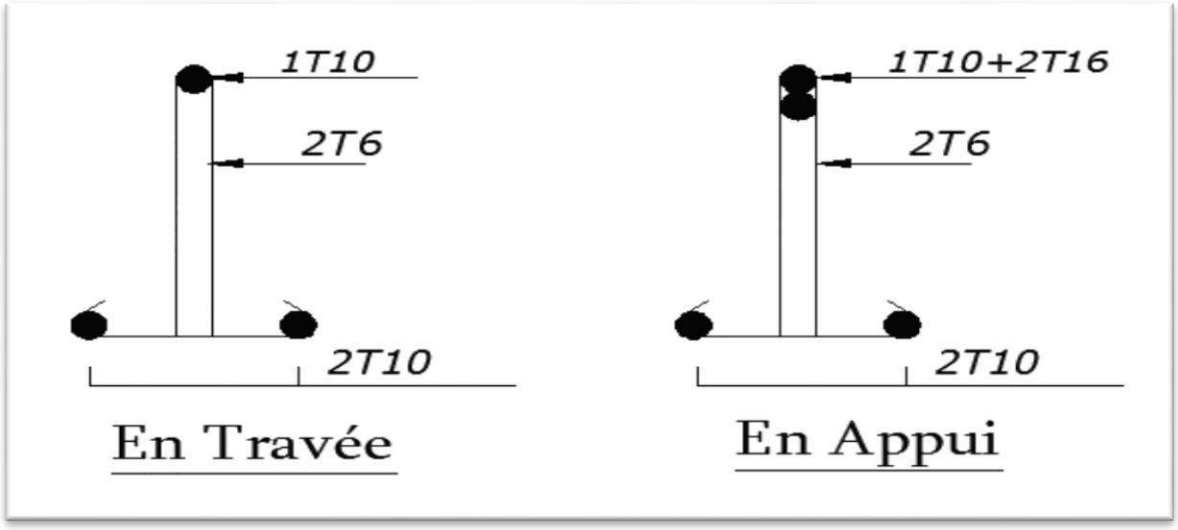


Figure III.4 : Ferraillage des poutrelles

III.4.Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre aisément et sans danger.

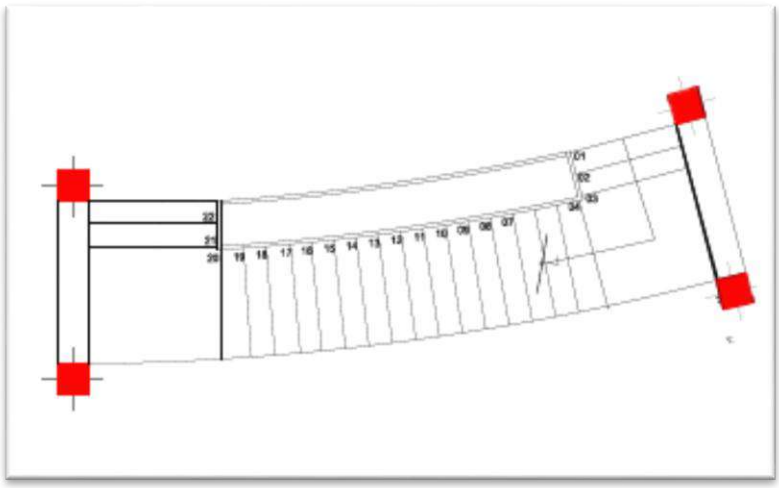


Figure III.5: Représentation d'un escalier

Le schéma statique de ce type est comme suite

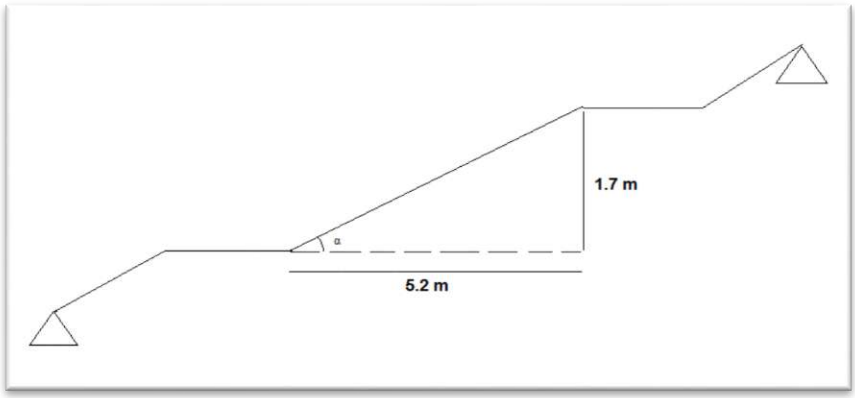


Figure III.6: Dimensions de l'escalier

Tableau III.13:Dimensions de l'escalier

L_{max}	$n_{contre\ marche}$	$n\text{-}1_{marche}$	h (cm)	g (cm)	e_p
595	17	16	17	32.5	19

III.4.1.Evaluation des charges et surcharges

- **Paillasse**

Tableau III.14:Evaluation de la charge permanente de paillasse.

Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
Poids propre du paillasse	0.19/cos	25	5.33
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G = 9.16 KN/m^2			

Surcharge d'exploitation Q= 2.5 KN/m^2

Tableau III.15:Evaluation de la charge permanente de palier de repos.

Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Poids propre du paillasse	0.19	25	4.75
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G = 6.45 KN/m^2			

Tableau III.16:Moment a L'ELU et L'ELS.

ELU	
M_t = 60.6 KN.m	M_a = 35.66 KN.m
ELS	
M_t = 43.86 KN.m	M_a = 25.8 KN.m

III.4.2.Ferraillage de l'escalier

Tableau III.17:La section d'armateur et leur espacement.

b = 100 cm	h = 17 cm	c = 2.5 cm	c' = 2.5 cm	d = 14.5 cm
f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.1 Mpa	F_e=400Mpa	σ_{badm} =14.2Mpa	σ_{sadm}=348Mpa
En travée	A =11.6cm^2	$A_{choisie}$ = 10HA12+1HA12 =12.44 cm^2		S_t = 14 cm
En appuis	A = 6.5 cm^2	$A_{choisie}$ = 10HA12+1HA12=12.44 cm^2		S_t = 14 cm
A_{rep} = 3.11cm^2	$A_{rep\ choisie}$ = 5HA10 = 3.93 cm^2			S_t = 15 cm

Tableau III.18:Vérification des contraintes à L'ELS.

Vérification des contraintes à L'ELS						
En travée	σ_b=9.8Mpa	σ_{badm}=15 Mpa	Vérifier	σ_s=195.1	σ_{sadm}=201.3 Mpa	Vérifier
En appui	σ_b= 7 Mpa		Vérifier	σ_s=195.1		

Donc on adopté même section d'armateur choisi à l'E.L.U.

III.2.5. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU

Tableau III.19:Vérification des contraintes tangentielles.

τ_u(Mpa)	τ_{adm}(Mpa)	Vérification
0.29	3.33	Condition vérifiée

III.2.6. Vérification des fléchés à l'ELS

Tableau III.20:Vérification des flèches.

M_t(KN.m)	A_{s1ch}(cm^2)	A_{s2ch}(cm^2)	f(mm)	f_{adm}(mm)	Vérification
26.67	10.18	0	16.3	25	Condition vérifi

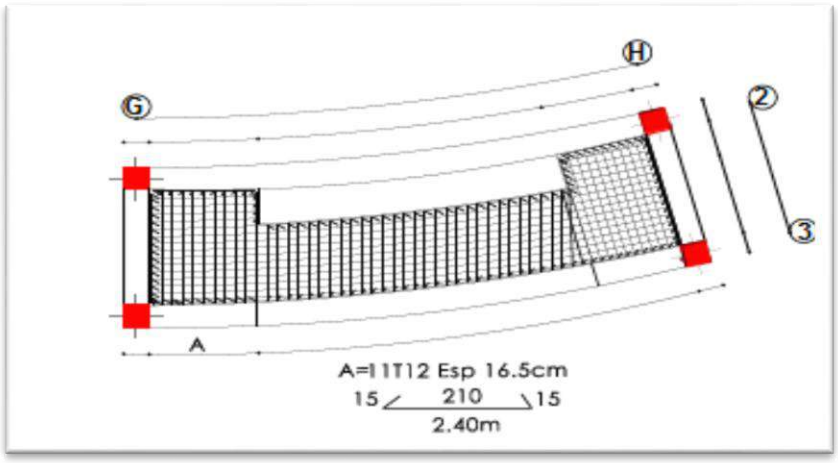


Figure III.7: Plan de ferraillage de l'escalier.

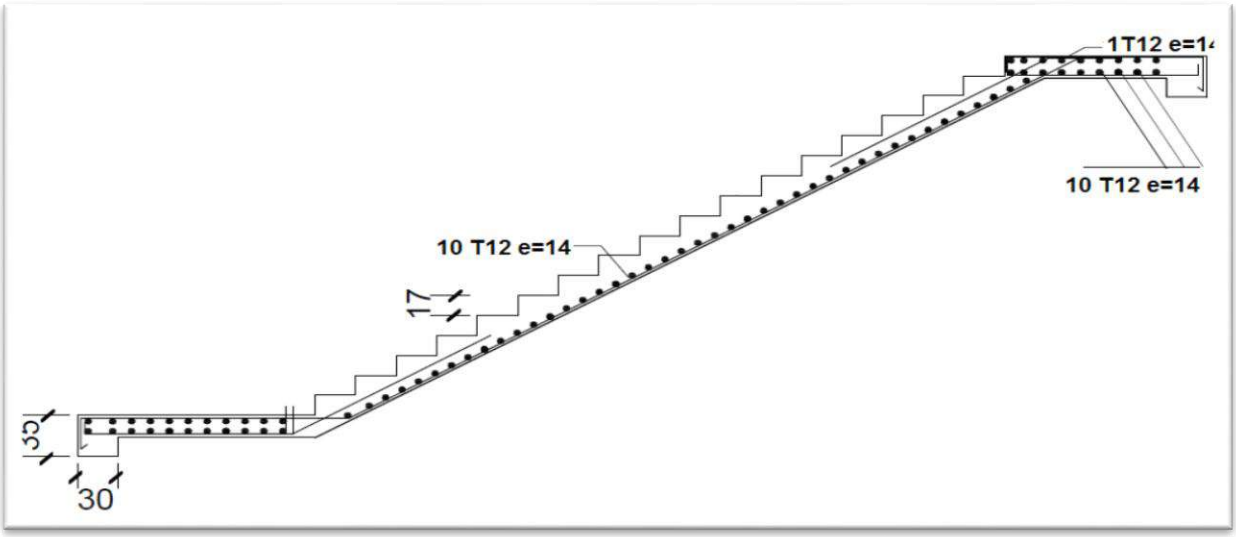


Figure III.8: Ferraillage de l'escalier.

III.5.Poutre palière :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.5.1. Pré dimensionnement

Tableau III.21 : Pré dimensionnement de la poutre palier.

Bâtiment 1		
L = 2.16 m		
L /15	h(cm)	L /10
14.4	**35**	21.6
0.27h(cm)	b(cm)	0.36h(cm)
9.45	**30**	12.6

III.5.2.Charge sollicitant la poutre

Tableau III.22 : Les charges de la poutre palier.

R_u (KN/ml)	R_s (KN/ml)	G_{poutre} (KN)	P_u (KN)	P_s (KN)
47.95	34.69	2.625	39.48	29.63

III.5.3.Calcul les efforts

Tableau III.23 : Les efforts de la poutre palier.

	$R_A = R_B$ (KN)	$M_A = M_B$ (KN.m)	M_t (KN.m)
ELU	55.61	11.51	10.01
ELS	32	20.02	5.76

III.5.4. Calcul le ferraillage

Tableau III.24 : Caractéristiques des matériaux de l'escalier.

b(cm)	h(cm)	d(cm)	γ_b	γ_s	F_e Mpa	f_{c28} Mpa	σ_s Mpa	σ_b Mpa	f_{t28} Mpa
30	35	32.5	1.5	1.15	400	25	348	14.17	2.1

Tableau III.25 : Le ferraillage de la poutre palier à l'ELU.

	M_u	μ	B (Tab)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
En travée	10.01	0.023	0.988	0.929	2HA12=2.26
En appuis	20.02	0.046	0.976	1.88	2HA12=2.26

Tableau III.26 : Le ferraillage de la poutre palier à l'ELS.

	M_s KN.m	K_1	σ_b Mpa	$\sigma_{b\,bar}$ Mpa	$\sigma_b \leq \sigma_{b\,bar}$
En travée	5.71	22.66	1.7	15	Vérifiée
En appuis	11.51	45.33	3.4	15	Vérifiée

Tableau III.27 : Vérification des contraintes de cisaillement.

T_{max} (KN)	τ_u=0.59Mpa	$\tau_u \leq \tau_{u\,bar}$
57.69	$\tau_{u\,bar}$=3.33Mpa	Vérifiée

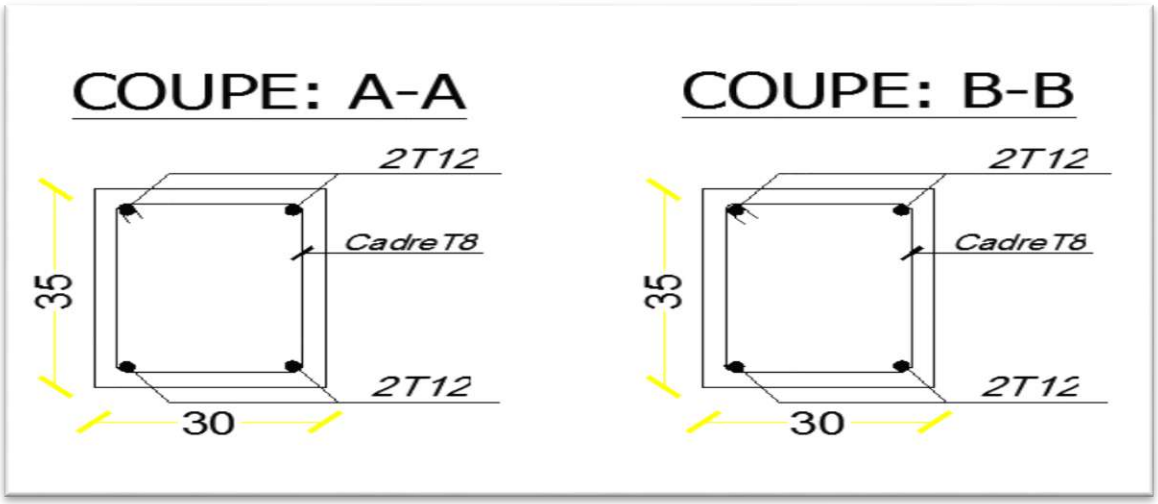


Figure III.9 : Ferraillage de poutre palière.

III.6.Consol

III.6.1. Pré dimensionnement

Tableau III.28 : Pré dimensionnement du consol.

Bâtiment 1		
L = 1.76 m		
L /15	h(cm)	L /10
11.73	**35**	17.6
0.27h(cm)	b(cm)	0.36h(cm)
9.45	**30**	12.6

III.6.2.Charge sollicitant du consol

Tableau III.29 : Les charges du consol.

R_u (KN/ml)	R_s (KN/ml)	G_{poutre} (KN)	P_u (KN)	P_s (KN)
5.64	5.04	2.625	9.18	6.67

III.6. 3.Calcul les efforts

Tableau III.30 : Les efforts du consol.

	$R_A = R_B$ (KN)	$M_A = M_B$ (KN.m)	M_t (KN.m)
ELU	5.21	14.22	14.22
ELS	3.79	10.33	10.33

III.6.4. Calcul le ferraillage

Tableau III.31 : Le ferraillage du consol à l'ELU.

	M_u	μ	B (Tab)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
En travée	14.224	0.0316	0.954	1.319	2HA12=2.26
En appuis	14.224	0.0316	0.954	1.319	2HA12=2.26

Tableau III.32 : Le ferraillage du consol à l'ELS.

	M_s KN.m	K_1	σ_b Mpa	$\sigma_{b\,bar}$ Mpa	$\sigma_b \leq \sigma_{b\,bar}$
En travée	10,34	23.32	2.35	15	Vérifiée
En appuis	10,34	23.32	2.35	15	Vérifiée

Tableau III.33 : Vérification des contraintes de cisaillement.

T_{max} (KN)	τ_u=0.05 Mpa	$\tau_u \leq \tau_{u\,bar}$
5.21	$\tau_{u\,bar}$=3.33Mpa	vérifiée

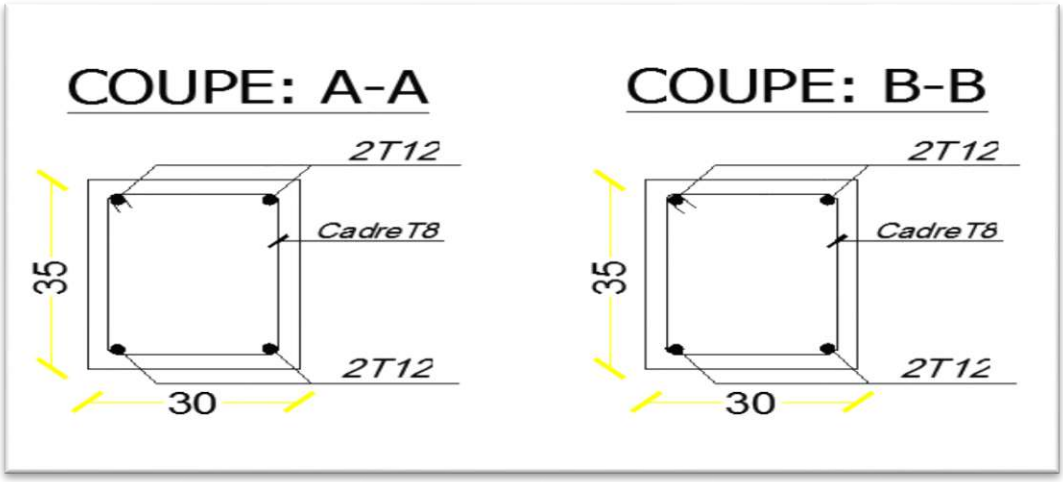


Figure III.10 : Ferraillage de consol.

III.6.5 .Armatures transversales

1. Diamètre ∅

On adopte:

$\emptyset_t$ = 8 mm

$a_t = \frac{\pi * \emptyset_t^2}{4} = 0.5\ cm^2$; $n_t = 2$

D'ou:

$A_t = a_t * n_t = 1\ cm^2$ $A_{t\,choisie} = 2HA10 = 1.57\ cm^2$

2. Espacement

$S_t \leq$ Min [0.9d; 40 cm] ⇨**CBA 99 A.5.1.2.1**

$S_t \leq 29.25$ cm

On adoptée S_t= 15 cm

3. vérification nécessaires

$\frac{A_t * F_e}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ Mpa

$\frac{226*400}{300*200} = 1.51 \geq 0.4$ Mpa

III.7.La dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

III.7.1.Méthode de calcul [6]

La méthode utilisée est celle des lignes de rupture.

III.7.1.1. Calcul des sollicitations

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.45 > 0.4$

Donc la dalle travaille suivant deux directions.

Le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture.

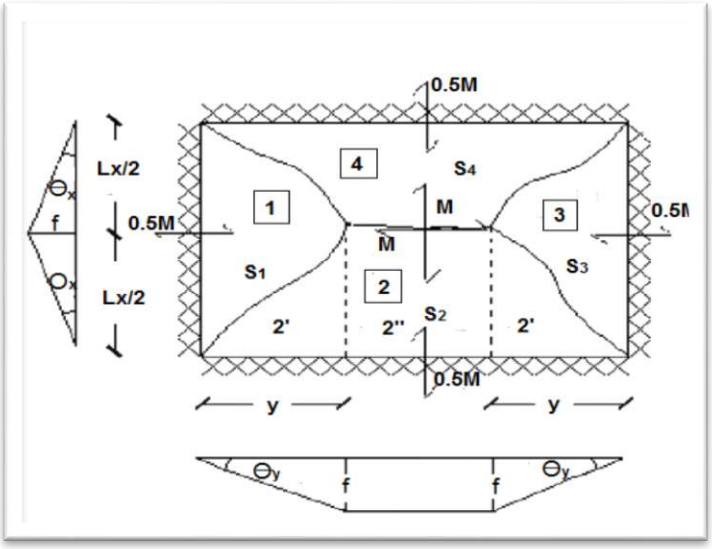


Figure III.11: Dalle reposant sur 4 appuis.

III.7.1.2. Calcule de la charge totale

G = 7.07 KN/m² } P_u= 13.29 KN/m²

Q = 2.5 KN/m² } P_{ser}= 9.57KN/m²

Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int} = T_{ext}$ avec $\begin{cases} T_{int} = M \times l \times \theta \\ T_{ext} = P \times f \end{cases}$

Tableau III.34 : Calcul travaille externe et interne.

Travaille externe	Résultat	Travaille interne	Résultat
$T_{ext}(1)$	$Pu \times (\frac{3.5 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$T_{int}(1)$	$2\,M \times Ly \times \frac{f}{x}$
$T_{ext}(2)$	$Pu \times (\frac{1.75 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$T_{int}(2)$	$2\,M \times Lx \times \frac{f}{1.75}$
$T_{ext}(3)$	$Pu \times ((8.20 - 2x) \times 1.75) \times \frac{f}{2}$	$\sum_{i=1}^{2} T_{int}$ (i)	$M \times f \times (4 + \frac{16.4}{x})$
$\sum_{i=1}^{3} T_{ext}$ (i)	$2 \times Text(1) + 4 \times Text(2) + 2 \times Text(3)$ $Text = Pu \times f \times (14.35 - 1.16x)$		

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \boldsymbol{Tint} = \sum \boldsymbol{Text}$

On obtient :

$P_u = \frac{M \times (4 + \frac{16.4}{x})}{(14.35 - 1.16x)} \rightarrow P_u = f(x)dx \implies \frac{dp}{dx} \rightarrow x = 4.12$

Donc :

$M_u = 15.93$ KN. m

$M_{ser} = 11.53$ KN. m

III.7.1.Calcul du ferraillage

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$M_{tx} = M_{ty} = 0.85 \times M_u = 13.54$KN. m Le moment en travée.

$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_u = -7.96$KN. m Le moment aux appuis.

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

F_e =400Mpa ; f_{c28} =25Mpa ; σ_s =348Mpa ; σ_b =15Mpa

Tableau III.35 : Calcul travaille externe et interne.

	M(KN.m)	d(cm)	$\mu < \mu_l$	β	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
En travée	13.54	12.5	0.058	0.970	3.21	1.5	5HA10=3.92
En appuis	7.96	12.5	0.034	0.983	1.86	1.5	5HA10=3.92

III.7.2.Vérification des contraintes

La fissuration est considérée comme peu nuisible

$M_{tx} = M_{ty} = 0.85 \times M_{ser} = 9.8$KN. m Le moment en travée.

$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{ser} = -5.76KN.m$ Le moment aux appuis.

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_x = \frac{P.l_x.l_y}{2l_y + l_x} = \frac{9.57 \times 3.5 \times 8.20}{2 \times 8.20 + 3.5} = 13.80\ KN$$

$$V_y = \frac{P.l_x.l_y}{3l_y} = \frac{9.57 \times 3.5 \times 8.20}{3 \times 8.20} = 11.26\ KN$$

Tableau III.36 : Calcul travaille externe et interne.

Vérification des contraintes a L'ELS				Vérification de cisaillement		
En travée	σ_{bc} =Mpa	$\sigma_{bc\ adm}$ =15Mpa	Vérifiée	τ = 0.11Mpa	τ_{adm}= 1.17 Mpa	Vérifiée
En appuis	σ_{bc} =Mpa		Vérifiée	τ = 0.09Mpa		

III.7.3.Vérification de la flèche

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche .

$\frac{h}{l} = 0.02 \geq \frac{M_T}{20M_0} = 0.0001$ (vérifie)

$\rho \leq \frac{2}{f_e}$ $\rho = \frac{A}{b\ d} = 0.32$ (vérifiée)

- Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effet destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique .Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000. V.20.2.0, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure

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

- Le centre de masse (G) ;
- Le centre de rigidité (R).

IV.2.1.Centre de masse

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

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2.Centre de torsion

Le centre de torsion est un repère ; il est caractérisé par :

- Une translation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par une force passant par le point du repère parallèlement et sans rotation.
- Une rotation du plancher (ensemble des éléments porteurs et de contreventement) provoquée par un moment dans le même sens et sans translation.

Il est défini par les formules suivantes :

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

Avec :

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

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

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

IV.2.3 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄

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.

Dimensions du bâtiment

Longueur du bâtiment = 43.85 m

Largeur du bâtiment = 10 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 6.58 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 1.5 m

Le bâtiment considérer Auto stable

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

Niveau (m)	XG(m)	YG(m)	XR(m)	YR(m)
RDC	20.149	6.001	22.934	6.589
1er étage	20.174	5.999	22.977	6.173
2eme étage	20.197	5.997	23.042	5.900
3eme étage	20.220	5.995	23.094	5.698
4eme étage	20.258	5.989	23.117	5.603
5eme étage	20.559	5.946	23.106	5.665

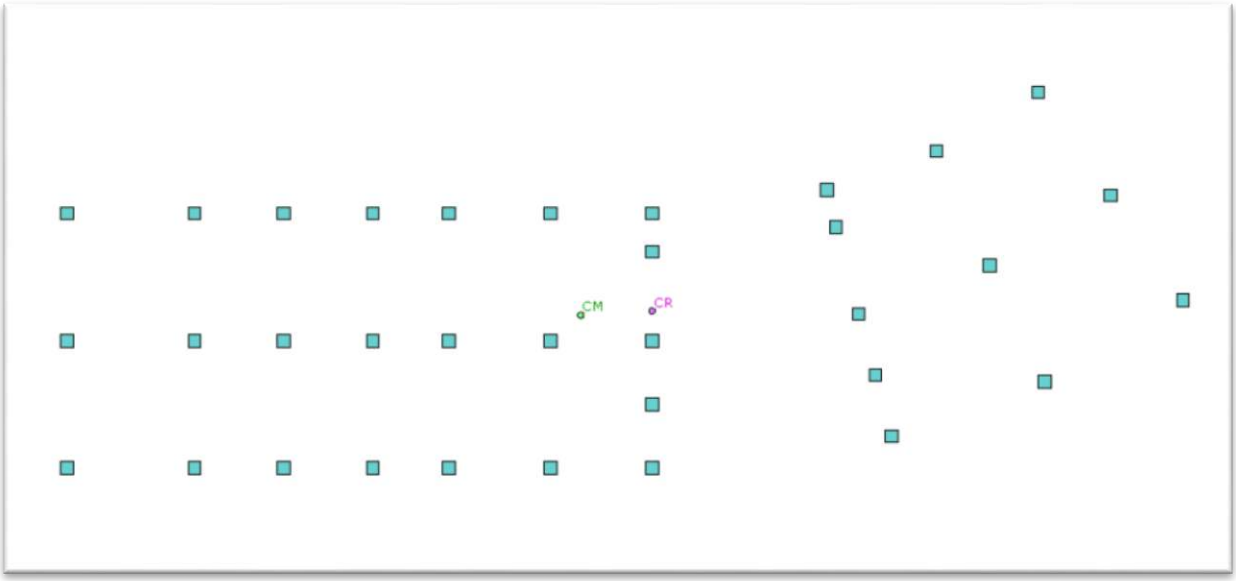


Figure IV.1 : centre masse et centre torsion

Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, il est calculer comme suit :

$$E_X = |X_G - X_R| \quad , \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

Tableau IV.2 : Vérification de l'excentricité statique

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
RDC	2.785	0.588	Vérifiée
1er étage	2.803	0.174	Vérifiée
2eme étage	2.845	0.097	Vérifiée
3eme étage	2.874	0.297	Vérifiée
4eme étage	2.859	0.386	Vérifiée
5eme étage	2.547	0.281	Vérifiée

- **Le bâtiment contreventé par des voiles**

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

Niveau (m)	XG(m)	YG(m)	XR(m)	YR(m)
RDC	20.131	6.057	15.547	6.084
1er étage	20.153	6.056	15.601	5.437
2eme étage	20.173	6.055	15.668	5.115
3eme étage	20.194	6.054	15.727	4.913
4eme étage	20.227	6.049	15.781	4.767
5eme étage	20.491	5.987	15.827	4.650

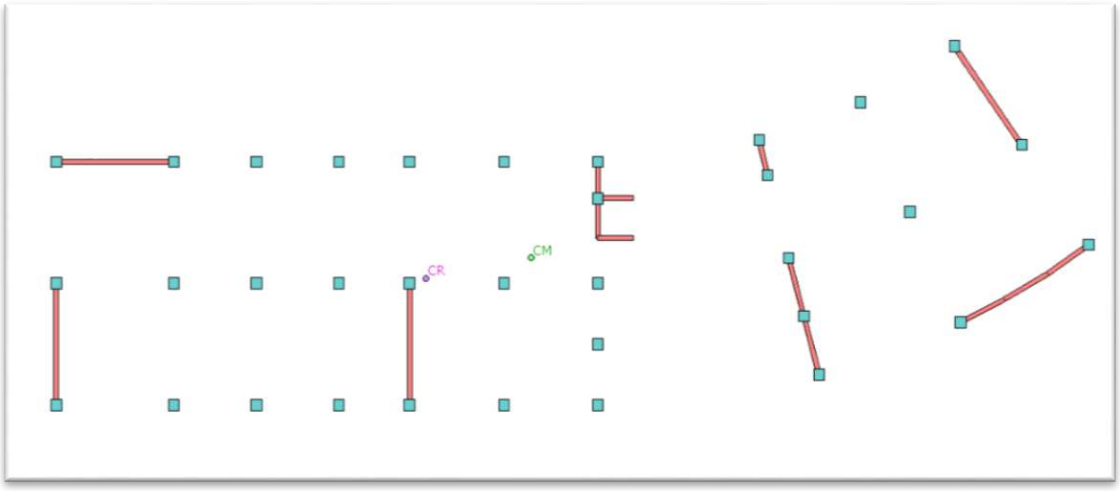


Figure IV.2:Vue en plan

Tableau IV.4: Vérification de l'excentricité statique

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
RDC	4.584	0.027	Vérifiée
1er étage	4.552	0.619	Vérifiée
2eme étage	4.505	0.940	Vérifiée
3eme étage	4.467	1.141	Vérifiée
4eme étage	4.446	1.282	Vérifiée
5eme étage	4.664	1.337	Vérifiée

IV.3. Choix de la méthode de calcul

IV.3.1. Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIb, 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.v19 ».

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

IV.3.2.1. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets 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 (Déplacement en tête max).

IV.3.2.2. Modélisation

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

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

a. Coefficient d'accélération A [1]

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

(Zone IIb, groupe d'usage 2)⇒A=0.2

b. Facteur de correction d'amortissement η

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

c. Coefficient de comportement R [1]

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction noyau en béton armé (R=3.5).

- Les voiles de contreventement doivent reprendre la totalité de l'effort horizontal
- Justification du coefficient de comportement R [RPA 99 version 2003]

On doit vérifier le type de notre système à partir de résultats obtenus par le logiciel sap2000 qui sont données ci-après selon les tableaux suivant :

Suivant X:

Tableau IV.5 : Vérification de coefficient de comportement R suivant X

Etage	Sollicitations dues aux charges verticaux			Sollicitations dues aux charges horizontaux		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort trenchant (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
RDC	6092.203	4024.587	2067.616	1071.782	0.000	1071.782
1er étage	13217.097	8973.361	4243.736	1792.886	0.000	1792.886
2eme étage	20899.545	14717.282	6182.263	2462.807	0.000	2462.807
3eme étage	27908.174	20183.832	7724.342	2578.860	0.000	2578.860
4eme étage	35882.551	26773.350	9109.201	2851.370	0.000	2851.370
5eme étage	43616.969	32662.349	10954.620	3102.144	0.000	3102.144

Tableau IV.6:Vérification de coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

Etage	Sollicitations dues aux charges verticaux			Sollicitations dues aux charges horizontaux		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort trenchant (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
RDC	100	66.061	33.939	100	0.000	100.000
1er étage	100	67.892	32.108	100	0.000	100.000
2eme étage	100	70.419	29.581	100	0.000	100.000
3eme étage	100	72.322	27.678	100	0.000	100.000
4eme étage	100	74.614	25.386	100	0.000	100.000
5eme étage	100	74.884	25.116	100	0.000	100.000

Suivant Y :

Tableau IV.7 : Vérification de coefficient de comportement R suivant Y

Etage	Sollicitations dues aux charges verticaux			Sollicitations dues aux charges horizontaux		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort trenchant (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
RDC	6469.784	4024.587	2445.197	1023.819	0.000	1023.819
1er étage	14255.685	8973.361	5282.324	1774.268	0.000	1774.268
2eme étage	22363.322	14717.282	7646.040	2347.380	0.000	2347.380
3eme étage	30478.035	20183.832	10294.203	2785.941	0.000	2785.941
4eme étage	38892.644	26773.350	12119.294	3123.135	0.000	3123.135
5eme étage	47187.026	32662.349	14524.677	3294.454	0.000	3294.454

Tableau IV.8:Vérification de coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

Etage	Sollicitations dues aux charges verticaux			Sollicitations dues aux charges horizontaux		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort trenchant (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
RDC	100	62.206	37.794	100	0.000	100.000
1er étage	100	62.946	37.054	100	0.000	100.000
2eme étage	100	65.810	34.190	100	0.000	100.000
3eme étage	100	66.224	33.776	100	0.000	100.000
4eme étage	100	68.839	31.161	100	0.000	100.000
5eme étage	100	69.219	30.781	100	0.000	100.000

Commentaire : D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticaux, mais reprennent la totalité de l'effort tranchant dues aux charges horizontaux, donc le système choisi impose un coefficient de comportement R=3.5.

d. Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $1+\Sigma Pq$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Détermination du facteur de qualité

Critère		Observé	N/Observé	Q_x	Q_x
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2	Redon dance en plan	0	0.05	0	0.05
3	Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4	Régularité en elevation	0	0.05	0	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0

En récapitulant les résultats on trouve : Q_x= 1.1 et Q_y = 1.2

e. Période caractéristique :

T_1= 0.15 s ; T_2= 0.4 s pour un site S2

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification du comportement modal de la structure ;
- Vérification de la participation massique ;
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification des déplacements ;
- Vérification de l'effort normal réduit ;
- Vérification des contraintes de cisaillement ;
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.1 .Vérification de comportement modal de la structure

IV.4.2 . Disposition des voiles

Après une dizaine de dispositions, nous avons retenus les trois suivantes dont la dernière avait le comportement le plus optimal.

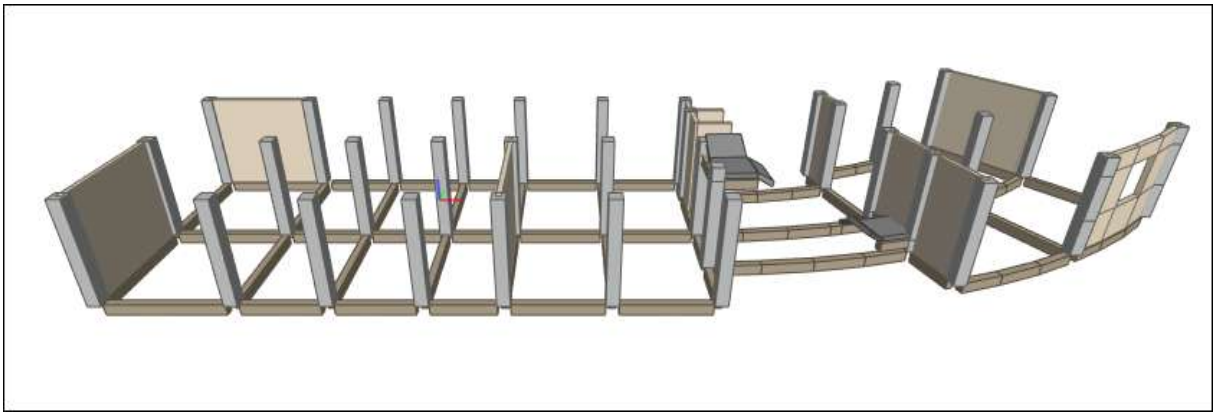
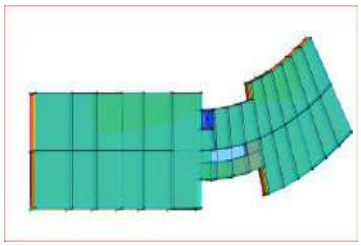
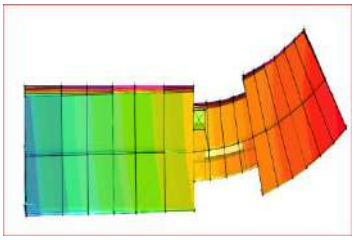
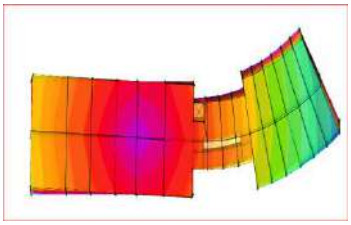


Figure IV.3 : Disposition des voiles

Tableau IV. 10 : le comportement des trois premiers modes.

		
Mode 1	Mode 2	Mode 3
67.82%	1.20%	0.12%
0,82%	57.60%	8.53%
0.39%	8.21%	
Comportement		
translation suivant l'axe (X)	translation suivant l'axe (Y)	rotation autour de l'axe (Z)

IV.4.3. Vérification de la participation massique :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure ;
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Tableau IV.11 : Coefficient de participation massique

	Numéro	Période	Ux	Uy	Rz
Mode	1	0.541	67.817	1.197	0.120
Mode	2	0.469	68.637	58.801	8.647
Mode					
Mode	_				
Mode	31	0.065	91.667	88.840	88.887
Mode	_				
Mode	74	0.046	95.547	94.982	89.616
Mode	_				
Mode	81	0.042	96.966	95.032	90.066

Commentaire : D'après le tableau précèdent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de Participation massique n'atteint les 90% qu'après le 90 éme mode et modes totales 784 mode avec le temps des modes retenus 6.95 s .

IV.4.4. Résultante des forces sismiques de calcul

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

Donc il faut vérifier que $V_t / V > 0.8$

IV.4.5.Calcul de la force sismique totale

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

$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} W$

$V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} W$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T \ge 3.0s \end{cases}$$

T_2 = 0.4 s (site S2)

Tableau IV.12: calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_Y	ΣW (KN)	V_x (KN)	V_Y (KN)
0.2	2.205	1.567	3.5	1.1	1.2	34397,402	3834,22	3398,071

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.19 » sont :

V_{tx} =3834,22KN , V_{ty} =3398,071KN

Tableau IV.13: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V(kN)	V_t(kN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \ge 0.8$
Sens X	4767,48	3834,22	0,804	Condition vérifiée
Sens Y	3696,05	3398,071	0,919	Condition vérifiée

IV.4.6.Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV.14: Vérification de la stabilité au renversement

Moment de stabilité		Moment de renversement		Vérification		
M_{sx} KN.m	M_{sy} KN.m	M_{rx} KN.m	M_{ry} KN.m	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	Vérifiée
205196,2679	715201,37	55882,9236	61829,7742	3.13	-10.8	

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

IV.4.7.Vérification des déplacements

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

δk= Rδek

δk : Déplacement dû aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : Δk= δk- δk-1

Selon [RPA : Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : Δk limite = 0.01 he

Tableau IV.15: Vérification des déplacements inter-étages sens x-x

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	Δx (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰	Vérification
23.46	1.74	6.09	1.26	3.91	Ok	2.26	3.5	Ok
19.55	1.38	4.83	1.26	3.91	Ok	2.26	3.5	Ok
15.64	1.02	3.57	1.22	3.91	Ok	2.18	3.5	Ok
11.73	0.67	2.35	1.09	3.91	Ok	1.95	3.5	Ok
7.82	0.36	1.26	0.84	3.91	Ok	1.50	3.5	Ok
3.91	0.12	0.42	0.42	3.91	Ok	0.75	3.5	Ok

Commentaire : Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans directions X.

Tableau IV.16: Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	Δy (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰	Vérification
23.46	1.93	6.76	1.57	3.91	Ok	2.7	3.5	Ok
19.55	1.5	5.25	1.47	3.91	Ok	2.63	3.5	Ok
15.64	1.08	3.78	1.36	3.91	Ok	2.43	3.5	Ok
11.73	0.69	2.42	1.19	3.91	Ok	2.13	3.5	Ok
7.82	0.35	1.23	0.84	3.91	Ok	1.50	3.5	Ok
3.91	0.11	0.39	0.39	3.91	Ok	0.7	3.5	Ok

Commentaire : Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans directions Y

IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments

Les poutres

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$Fissuration peu nuisible

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable.

Tableau IV.17: Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	Section(cm²)	V_u(kN)	Combinaison	Ɣb	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
PP	30x40	199.682	ELU	1.5	1.775	3.33	vérifier
PS	30x35	110.892	ACC	1.15	1.137	4.35	vérifier
P palier	30x35	27.467	ELU	1.5	0.282	3.33	vérifier
Consol	30x35	125.345	ACC	1.15	1.388	4.35	vérifier
Pesc	30x60	145.089	ELU	1.5	0.841	3.33	vérifier
Long	30x30	36.186	ELU	1.5	0.322	3.33	vérifier

Remarque

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit vérifier que : $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$

Avec N_d: Effort normal réduit , B_c: Section brute du béton

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

section	b(cm)	h(cm)	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (Mpa)	γ (Mpa)	$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$	vérification
RDC	50	50	1703.654	230400	ELU	25	0.296	0.3	vérifiée
1^{ere}	50	50	1598.400	230400	ELU	25	0.278	0.3	vérifiée
2^{eme}	45	45	1336.907	184900	ELU	25	0.232	0.3	vérifiée
3^{eme}	45	45	989.960	184900	ELU	25	0.17	0.3	vérifiée
4^{eme}	40	40	622.513	144400	ELU	25	0.135	0.3	vérifiée
5^{eme}	40	40	293.270	144400	ELU	25	0.063	0.3	vérifiée

Tableau IV.19: Vérification de cisaillement des voiles.

Direction	Voile	B(cm)	L(cm)	$\|V_u\|$(KN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	1	20	500	1610.4	2.505	5	vérifiée
	2	20	150	271.77	1.409	5	vérifiée
	3	20	150	168.59	0.874	5	vérifiée
	4	20	632	1304.8	1.606	5	vérifiée
Suivant X	1	20	500	931.08	1.448	5	vérifiée
	2	20	500	639.33	0.995	5	vérifiée
	3	20	315	184.76	0.456	5	vérifiée
	4	20	150	128.52	0.666	5	vérifiée
	5	20	500	935.04	1.455	5	vérifiée
	6	20	500	480.08	0.747	5	vérifiée

IV.4.10. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_k \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0.10$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk : hauteur de l'étage ≪ k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, 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 : $11-\theta x$

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

Tableau IV.20: Vérification l'effet P-Δ suivant X,Y.

Niveaux (m)	W_i (KN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
23.46	4200.77	1.26	1.51	932.26	826.3	391.00	0.0145	0.0196	Vérifiée
19.55	5150	1.26	1.47	952.53	844.18	391.00	0.0174	0.0229	Vérifiée
15.64	5204.39	1.22	1.36	770.07	682.48	391.00	0.0211	0.0265	Vérifiée
11.73	5267.01	1.09	1.19	584.50	518.02	391.00	0.0251	0.0309	Vérifiée
7.82	5336.140	0.84	0.84	394.78	349.88	391.00	0.0290	0.0328	Vérifiée
3.91	5405.980	0.42	0.39	199.98	177.23	391.00	0.0290	0.0304	Vérifiée

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Bâtiment 2 :

IV.4.11. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 12 m

Largeur du bâtiment = 11.45 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 1.8 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 1.72 m

Tableau IV.21:Centre de masse et centre de rigidité

Niveau (m)	XG(m)	YG(m)	XR(m)	YR(m)
RDC	6.00	5.753	6.00	7.262

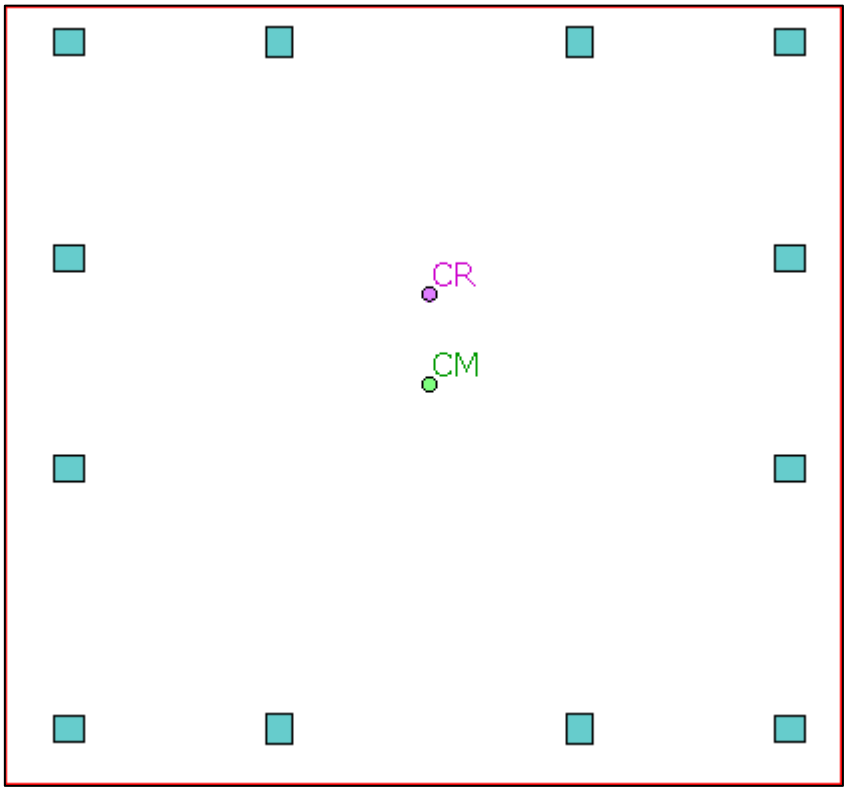


Figure IV.4 : Vue en plan

Excentricité :

Tableau IV.22 : Calcul de l'excentricité statique

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
RDC	00	1.509	Ok

Tableau IV.23 : Vérification de coefficient de comportement R suivant X

Etage	Sollicitations dues aux charges verticaux			Sollicitations dues aux charges horizontaux		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort trenchant (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
RDC	981.546	981.546	00	252.150	252.150	00

Suivant X :

Tableau IV.24:Vérification de coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

Etage	Sollicitations dues aux charges verticaux			Sollicitations dues aux charges horizontaux		
	Poids Nz (KN)%	Nz /Poteaux (KN)%	Nz /Voiles (KN)%	Effort trenchant (KN)%	Tx /Poteaux (KN)%	Tx /Voiles (KN)%
RDC	100	100	00	100	100	00

Suivant Y :

Tableau IV.25 : Vérification de coefficient de comportement R suivant Y

Etage	Sollicitations dues aux charges verticaux			Sollicitations dues aux charges horizontaux		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort trenchant (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
RDC	981.546	981.546	00	283.412	283.412	00

Tableau IV.26:Vérification de coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

Etage	Sollicitations dues aux charges verticaux			Sollicitations dues aux charges horizontaux		
	Poids Nz (KN)%	Nz /Poteaux (KN)%	Nz /Voiles (KN)%	Effort trenchant (KN)%	Tx /Poteaux (KN)%	Tx /Voiles (KN)%
RDC	100	100	00	100	100	00

Tableau IV.27 : le comportement des trois premiers modes.

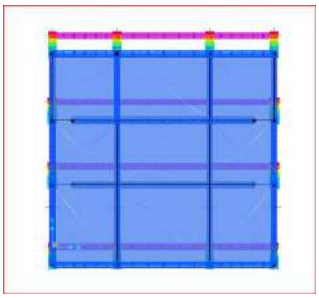
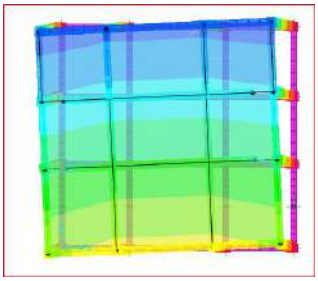
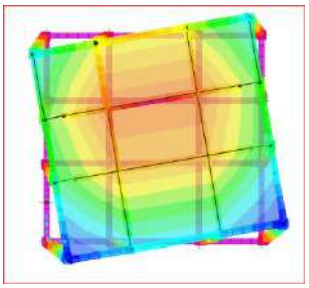
		
Mode 1	Mode 2	Mode 3
0.00%	92.69%	7.08%
99.98%	0.00%	0.00%
0.00%	6.98%	92.98%
Comportement		
translation suivant l'axe (Y)	translation suivant l'axe (X)	rotation autour de l'axe (Z)

Tableau IV.28 : Coefficient de participation massique.

	Numéro	Période (s)	Ux	Uy	Rz
Mode	1	0.344	00	99.977	00
Mode	2	0.267	92.685	99.977	6.984
Mode	3	0.226	99.763	99.977	99.963

Tableau IV.29: calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_Y	ΣW (KN)	V_x (KN)	V_Y (KN)
0.2	2.205	2.205	3.5	1.25	1.25	4878.255	659.003	658.932

Tableau IV.30: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V(kN)	V_t(kN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	770.764	659.003	0,855	Vérifiée
Sens Y	770.701	658.932	0,854	Vérifiée

Tableau IV.31: Vérification de la stabilité au renversement

Moment de stabilité		Moment de renversement		Vérification		
M_{sx} KN.m	M_{sy} KN.m	M_{rx} KN.m	M_{ry} KN.m	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	
29369.839	30573.084	2489.220	2601.891	11.5	11.75	Vérifiée

Tableau IV.32: Vérification des déplacements inter-étages sens x-x

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	Δx (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰	Vérification
3.91	0.41	1.44	1.44	3.91	Ok	2.58	3.5	Vérifiée

Tableau IV.33: Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	Δy (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰	Vérification
3.91	0.48	1.68	1.68	3.91	Ok	3.01	3.5	Vérifiée

Tableau IV.34: Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	Section(cm²)	V_u(kN)	Combinaison	ϒb	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
PP	35x75	616.862	ELU	1.5	2.836	3.33	Vérifiée
PS	30x35	93.98	ACC	1.15	0.964	4.35	Vérifiée
Gousset	40x110	458.632	ACC	1.15	1.4	3.26	Vérifiée
Long	30x30	34.329	ELU	1.5	0.416	3.33	Vérifiée

Tableau IV.35: Vérification de l'effort normal réduit.

Section	b(cm)	h(cm)	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (Mpa)	γ (Mpa)	$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$	vérification
Rdc	45	50	1416.87	206400	ELU	25	0.275	0.3	Vérifiée

Tableau IV.36: Vérification l'effet P-Δ suivant X, Y.

Niveau (m)	W_i (KN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{kx} (cm)	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
3.91	4160.440	01.44	1.68	659.003	658.932	391.00	0.0252	0.0261	Vérifiée

IV.5.Calcul du joint RPAversion2003 ►► [Art 5.8] ◄◄

$D_{min}=(d_1+15mm+d_2)mm \geq 40$ mm

$D_{min}=3.9+15+16.8=35.7mm$

$D_{choisie}=15cm$

Chapitre V

Etude thermique

V.1. Introduction

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

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

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

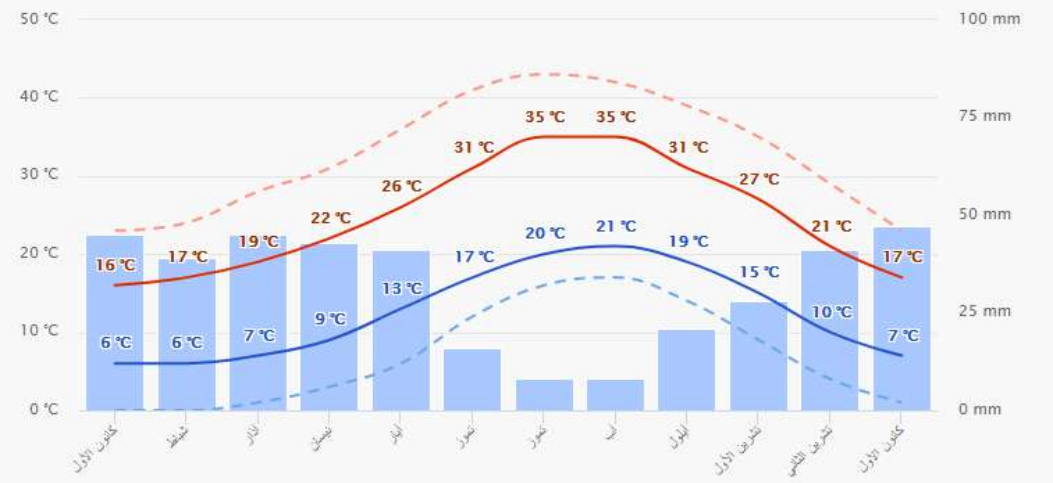


Figure V.1: La variation de la Températures en 2018 à Médéa.

V.2.La procédure du calcul [Art.3.1.3.3] [2]

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de Contreventement de la structure en égard des dimensions en plan LX = 42.5 et LY = 10 m un calcul à la température a été conduit sur la base $\Delta t = 15°C$

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

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP2000V20. en introduisant le gradient de Température comme charge d'accompagnement.

Pour Les sollicitations : 1,35 G + 1,5 Q +0.8 T

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

Tableau V.1: Les charges.

E (KN/m²)	Sp	Δt (°C)	θ	N_x=1182.02KN
3.2164×10^{7}	0.245	15	1×10^{-5}	

Avec

- T : variation de la température
- θ : gradient thermique
- Sp : section de la poutre
- E : module de YOUNG
- N : effort thermique

Tableau V.2: Calcule de ferraillage de poutre soumise a la charge thermique.

Elément	Position	N_T (KN)	M_t (KN.m)	A_{S1} (cm²)	A_{S2} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
PP(30X40)	travée	401.4	60.63	9.3	0.7	6HA16 =12.06
	appui	401.4	106.81	0.00	12.5	6HA16+3HA12 =15.56

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

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{1choisie}$ (cm^2)	$A_{1choisie}$ (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ_s' Mpa	Vérification
PP(30x40)	Travée	44.32	12.06	2.26	5	63.4	96.5	Vérifiée
	Appui	77.42	2.26	15.56	8.7	110.8	168.5	Vérifiée

Tableau V.4:Ferraillage pour les sollicitations ACC et ELU.

Elément	Position	Mu (KN.m)	A_{S1} (cm²)	A_{S2} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
PP(30x40)	travée	60.33	4.9	0.00	4HA14=6.16
	Appui	106.81	9.1	9.1	4HA14+4HA14=12.32

Tableau V.5:Comparaison de ferraillage ACC et thermique.

Elément	Combinaison	Position	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)
PP(30x40)	Thermique	Travée	15.56	2.26
		Appui	2.26	15.56
	ACC	Travée	6 .16	2.26
		Appui	2.26	12.32

Commentaire

Donc Les sollicitations les plus défavorables sont : 1,35 G + 1,5 Q+ 0.8 T

V.3.Vérification des poutres selon les conditions [RPA et CBA]

Tableau V.6:Vérification de ferraillage de section minimale.

Section	**Position**	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$ CBA	$A_{min}(cm^2)$ RPA	**Vérification**
PP(30x40)	Travée	15.56	2.26	2.45	12.25	Vérifiée
	Appui	2.26	15.56	2.45	12.25	Vérifiée

V.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

V.4.1 : Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calcul à partir des formules suivant :

$A_{t\,min} \geq 0.003 \times b \times S_t$

$S_{zn} \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}\,;12\phi\,;30cm\right)$…… Zone nodale

$S_{zc} \leq \frac{h}{2}$…… Zone courante

Tableau V.7: Ferraillage des armateurs et leur espacement.

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
PP(30x40)	1.2	24.75	0.74	10	20	0.9	10	15	2.01=4HA8

V.5. Vérification de la flèche

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant **:**

Tableau V.8:Vérification de la flèche.

Section	M(KN.m)	L (cm)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$F_{calculée}$ (mm)	$F_{admissible}$ (mm)
PP(30x40)	44.32	5	15.56	15.56	2	10

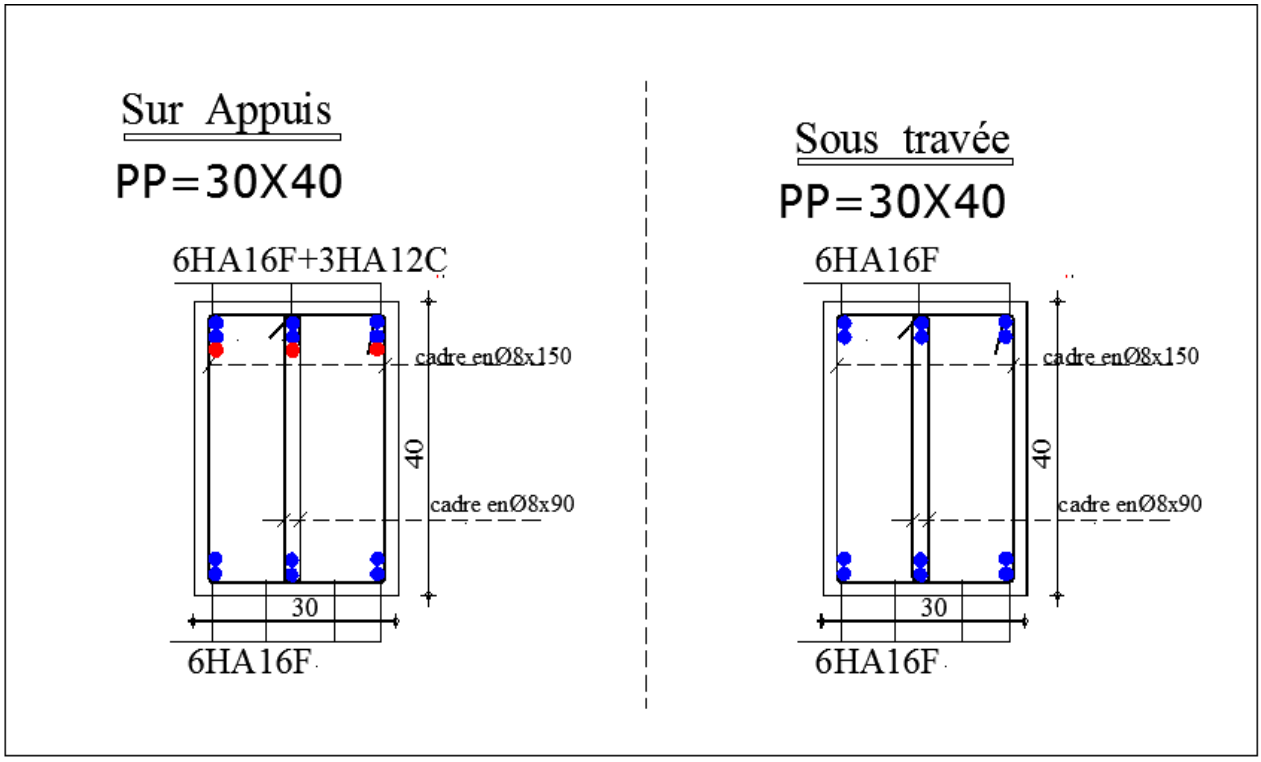


Figure V.3 : Ferraillage des poutres principales (30x40).

Chapitre VI

Calcul des éléments résistants

Chapitre IV

Etude dynamique

VI.1.Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'acier nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferraillage doit occuper les sections tendues de tous les éléments en béton armé, la présence des aciers compense la perte de résistance du béton à l'attraction.

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

VI.2.Les combinaisons des charges

Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

- E.L.U : 1,35G +1,5Q
- E.L.S : G + Q

Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

- G +Q ± E
- 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes ;
- Q : charges d'exploitations ;
- E : charges sismiques.

VI.3. Ferraillage des poutres

VI.3.1.Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Tableau VI.1: Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1.00$
$\sigma_b = 25$ Mpa	FeE 400	$\sigma_b = 25$ Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14.2$ Mpa	$\sigma_s = 348$Mpa	$\overline{\sigma_b} = 18.48$ Mpa	$\sigma_s = 348$Mpa

VI.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003

VI.3.2.1.Les armatures longitudinales [RPA] Art [7.5.2.1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en Zone courante.

6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIb.

VI.3.2.2.Les armatures transversales

-Selon le RPA Art [7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_{tmin} =0 ,003. S_t. b.

b : largeur de la poutre.

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset ; 30\text{cm}\right] \quad \text{(zone nodale)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{(zone courante)}$$

-Selon CBA 93 (Art.7.1.2)

- La section des armatures longitudinales est : $At_{min}=0.4b\ S_t/ F_e$
- Les espacements des armatures transversales est : $S_t \leq$ Min [0.9d; 40cm]

Bâtiment 01 :

Tableau VI.2: La section d'armatures des poutres.

Position		Travée				Appuis			
Les Poutres	(bxh)	M_t (kN. m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	M_a (kN. m)	Combinaison	A'_{S1} (cm^2)	A'_{S2} (cm^2)
Poutres principales	30x60	98.64	$G+Q+Ed_x$	5.1	3.39	176.46	1.35G+1.5Q	3.39	8.1
	30x40	71.80	$G+Q+Ed_x$	5	3.39	131.04	$G+Q+Ed_x$	3.39	9.6
Poutres secondaires	30x35	/	$G+Q+Ed_x$	/	/	124.87	$G+Q+Ed_x$	3.39	13.4

Tableau VI.3 : Armatures choisis et vérification selon RPA2003 et CBA.

Elément	Section calculée		Section choisie		
	Travée	Appuis	$A_{tmin}(cm^2)$ RPA	$A_{tmin}(cm^2)$ CBA	Vérification
Poutres	$A_{S1}(cm^2)$	$A'_{S2}(cm^2)$			
(30x40)	3HA12+2HA14=6.47	3HA12+5HA14=11.09	6	1.2	Vérifiée
(30x60)	3HA12+4HA14=9.55	3HA12+4HA14=9.55	9	1.8	Vérifiée
(30x35)	3HA16=6.03	3HA12+5HA16=13.44	5.25	1.05	Vérifiée

VI.3.3.Vérification des contraintes à ELS des poutres principales

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS.

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$=0.6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- **Acier** : dans la poutre on considère que la fissuration est préjudiciable, donc

  σ_s=min $[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta . f_{t28}}] = 201.6$ Mpa , est on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
Poutre principales (60x30)	travées	98.64	5.6	15	88.5	201.6	vérifiée
	appuis	176.46	8.21		55.9		vérifiée
Poutre principales (40x30)	travées	49.91	6.9	15	80.8	201.6	vérifiée
	appuis	85.38	9.9		123.1		vérifiée
Poutres secondaires (30x35)	travées	40.05	6	15	146.1	201.6	vérifiée
	appuis	55.64	7.6		140.1		vérifiée

VI.3.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau VI.5: Calcul de la contrainte τ.

	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
Situation durable	τ = 2.5 Mpa	τ = 3.73 Mpa
Situation accidentelle	τ = 3.26 Mpa	τ = 4.35 Mpa

Tableau VI.6: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Elément	Section	V_{max} (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	60x30	136.59	ELU	0.79	3.73	vérifiée
	40x30	156.8	ELU	1.3	3.73	vérifiée
Poutres secondaires	35x30	139.99	ACC	1.4	4.35	vérifiée

VI.3.5 : Vérification des armatures transversales

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [10; 30; 8]$

$$S_t \leq \frac{0{,}9A_t \cdot f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}{b.\gamma_s(\tau_u - 0{,}3k.f_{t28})}$$ Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

a-Vérification selon le RPA99 v2003 : Art [7.5.2.2]

$S_t \leq \min [h/4; 12Øl ; 30]$ (zone nodale)

$S_t \leq h/2 = 22.5cm$ (zone courante)

b- Section minimale d'armatures transversales:

$At \geq At\ min = 0{,}003.\ S_t.b$

.

Tableau VI.7: Les armatures transversales ainsi que leur espacement.

	RPA99			$S_{tadopté}(cm)$		
Section	S_{ZN}	S_{ZC}	A_t	S_{ZN}	S_{ZC}	$A_{tchoisie}(cm^2)$
60x30	15	30	1.35	15	20	4HA10=3.14
40x30	10	20	0.9	10	15	4HA8=2.01
35x30	8.75	17.5	0.79	10	15	4HA8=2.01

VI.3.6 : Vérification de la flèche

.

Tableau VI.8: Vérification Les conditions de la flèche des poutres.

Poutre				Sollicitation L'ELS	Armatures principales		Flèche		Vérification
	L (cm)	b (cm)	h (cm)	$M_{Stravée}$	Travée A_{S1}	Appui A_{S2}	Δf	f_{adm}	
Poutre principale	2.05	30	60	72.42	9.55	3.39	0.3	4.1	Vérifiée
	5	30	40	49.91	6.47	3.39	3.3	10	Vérifiée
Poutre secondaire	2	30	35	40.05	14.17	3.39	0.4	3.8	Vérifiée

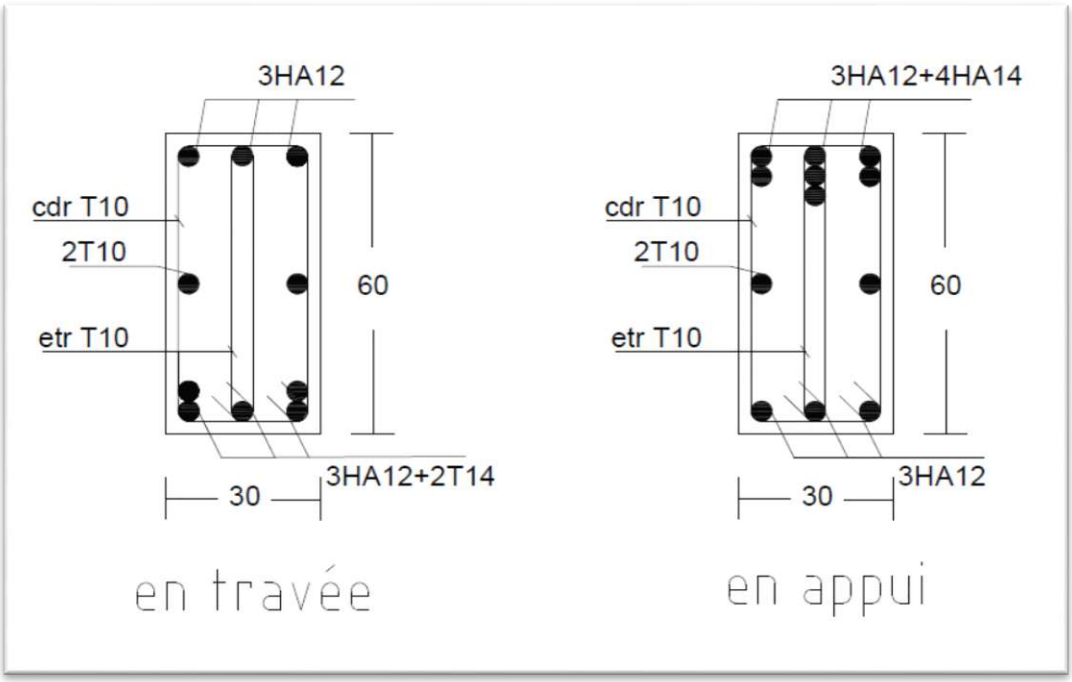


Figure VI.1 : Ferraillage de poutre escalier.

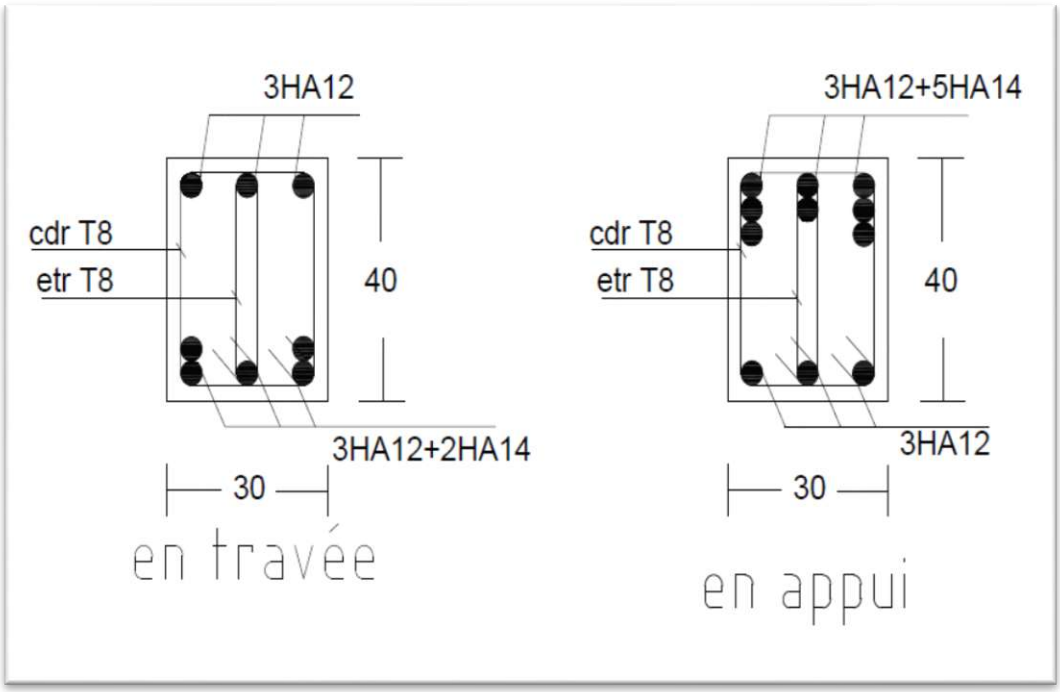


Figure VI.3 : Ferraillage des poutres principales.

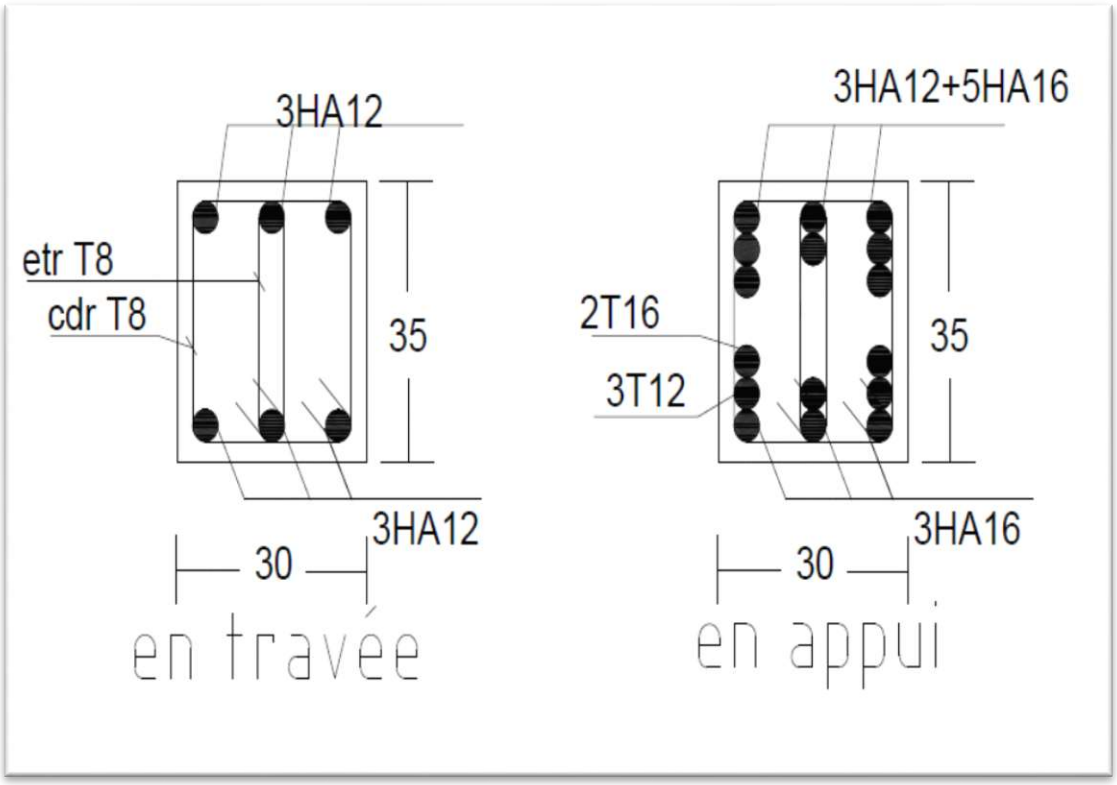


Figure VI.2 : ferraillage des poutres secondaires.

VI.4.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et les charges horizontales.

VI.4.1. Détermination des armatures longitudinales

VI.4.1.1. Recommandations des règlements

Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]

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

- Leur pourcentage est limité en zone IIb par :

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\%$ (zone courante)

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ (zone recouvrement)

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone IIb

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.

VI.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage

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

- 1ere cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son $M_{correspendant}$

- 2eme cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son $N_{correspendant}$.

- 3emecas : Effort normal minimum :

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son $M_{correspendant}$

Tableau VI.9: Ferraillage longitudinale des poteaux.

		Sollicitations	Combinaison	N (KN)	Mx2 (KN.m)	My3 (KN.m)	A_{S1} (cm²)	A_{S2} (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
RDC	Pot 50x50	N_{max}-> M_{corres}	ELU	2103,48	1,93	2,96	2.5	1.5	22.5	12HA16=24,13
		M_{max}-> N_{corres}	ELU	62,65	961,1	8,36	2.5	1.5		
		N_{min}->M_{corres}	ELU	780,169	2,73	21,19	2.5	1.5		
1ere	Pot 50x50	N_{max}-> M_{corres}	ELU	1709,55	2,75	7,514	2.5	1.5	22.5	12HA16=24,13
		M_{max}-> N_{corres}	ELU	87,66	829,5	9,46	2.5	1.5		
		N_{min}->M_{corres}	ELU	634,5	4,45	32,06	2.5	1.5		
2eme	Pot 45x45	N_{max}-> M_{corres}	ELU	1336,90	1,59	5,89	2.3	1.3	18.23	12HA14=16.47
		M_{max}-> N_{corres}	ELU	61,56	652,47	9,27	2.3	1.3		
		N_{min}->M_{corres}	ELU	492,064	3,75	23,084	2.3	1.3		
3eme	Pot 45x45	N_{max}-> M_{corres}	ELU	989,96	1,79	8,96	2.3	1.3	18.23	12HA14=16.47
		M_{max}-> N_{corres}	ELU	83,46	455,68	10,2	2.3	1.3		
		N_{min}->M_{corres}	ELU	347,309	5,21	37,38	2.3	1.3		
4eme	Pot 40x40	N_{max}-> M_{corres}	ELU	622,51	0,76	5,38	2	1.2	14.40	4HA14+8HA12 =15.21
		M_{max}-> N_{corres}	ELU	50,98	308,75	7,11	2	1.2		
		N_{min}->M_{corres}	ELU	221,36	3,86	21,46	2	1.2		
5eme	Pot 40x40	N_{max}-> M_{corres}	ELU	239,275	0,104	6,07	2	1.2	14.40	4HA14+8HA12 =15.21
		M_{max}-> N_{corres}	ELU	68,4105	123,587	10.82	2	1.2		
		N_{min}->M_{corres}	ELU	80,518	1,52	23,33	2	1.2		

VI.4.2.Vérification des contraintes à L'ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser}selon les règles CBA93.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ = 0.6 fc28 = 22.66 Mpa

- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ = 0.6 fc28 = 22.66 Mpa

Et : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = 240.99 Mpa

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

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

		Sollicitations	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ'_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	Pot 55x55	N_{max}-> M_{corres}	1522,29	1,46	2,15	0,36	4,21	3,56	Vérifiée	Vérifiée
		M_{max}-> N_{corres}	705,06	6,002	45,67	5,04	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		N_{min}->M_{corres}	570,81	2,03	15,37	4,15	/	/	Vérifiée	Vérifiée
1ere	Pot 55x55	N_{max}-> M_{corres}	1237,83	2,004	5,45	4,72	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		M_{max}-> N_{corres}	608,27	6,81	64,17	4,69	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		N_{min}->M_{corres}	464.23	3,34	23,25	0,32	0	3,97	Vérifiée	Vérifiée
2eme	Pot 50x50	N_{max}-> M_{corres}	968,71	1,16	4,82	5,19	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		M_{max}-> N_{corres}	478,32	6,63	45,04	4,97	7,62	61,8	Vérifiée	Vérifiée
		N_{min}->M_{corres}	360,09	2,81	16,74	0,45	0	5,92	Vérifiée	Vérifiée
3eme	Pot 50x50	N_{max}-> M_{corres}	718,27	1,31	6,5	5,86	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		M_{max}-> N_{corres}	333,91	7,21	60,96	5,07	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		N_{min}->M_{corres}	245,23	3,96	27,09	0,55	0	7,54	Vérifiée	Vérifiée
4eme	Pot 50x50	N_{max}-> M_{corres}	453,05	0,56	3,9	5,46	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		M_{max}-> N_{corres}	226,22	5,06	37,32	4,61	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		N_{min}->M_{corres}	162,056	2,91	15,54	0,62	0	8,67	Vérifiée	Vérifiée
5eme	Pot 50x50	N_{max}-> M_{corres}	215,605	0,09	4,41	6,02	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		M_{max}-> N_{corres}	90,36	7,8	50,21	4,75	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		N_{min}->M_{corres}	59,09	1,21	17,04	1,14	18,84	12,17	Vérifiée	Vérifiée

VI.4.3.Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime.

- b0 : la largeur de poteau.

- d : la hauteur utile (d = h - c).

- **Selon le CBA963**

Min [$\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 4 MPa] Fissuration très préjudiciable ou préjudiciable.

Min [$\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 5 MPa] Fissuration Peu nuisible.

- **Selon le RPA99 version 2003 :**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$

$\rho_d = 0.075$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.04$ si $\lambda < 5$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ $\quad$ $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Tableau VI.11: Vérification de cisaillement des poteaux.

Elément	Combinaison	Vu (KN)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa) CBA	τ_{adm} (Mpa) RPA	$\tau \leq \tau_{adm}$
50x50	ELU	60.69	0.24	2.5	1	Vérifiée
45x45	ELU	61.44	0.30	3.33	1.875	Vérifiée
40x40	ELU	43.78	0.27	2.5	1	Vérifiée

VI.4.4.Vérification des armatures transversales

Tableau VI.12: Calcul des armatures transversales.

Elément	Combinaison	Vu (KN)	A_t (cm^2)	Zone	S_t	$A_{tchoisi}$
Pot 50x50	G+Q+Edy	60.69	1.2	Nodale	10	4HA8=2.01
				Courante	15	4HA8=2.01
Pot 45x45	G+Q+Edy	61.44	2.3	Nodale	10	4HA10=3.14
				Courante	15	4HA10=3.14
Pot 40x40	G+Q+Edy	43.78	1.09	Nodale	10	4HA8=2.01
				Courante	15	4HA8=2.01

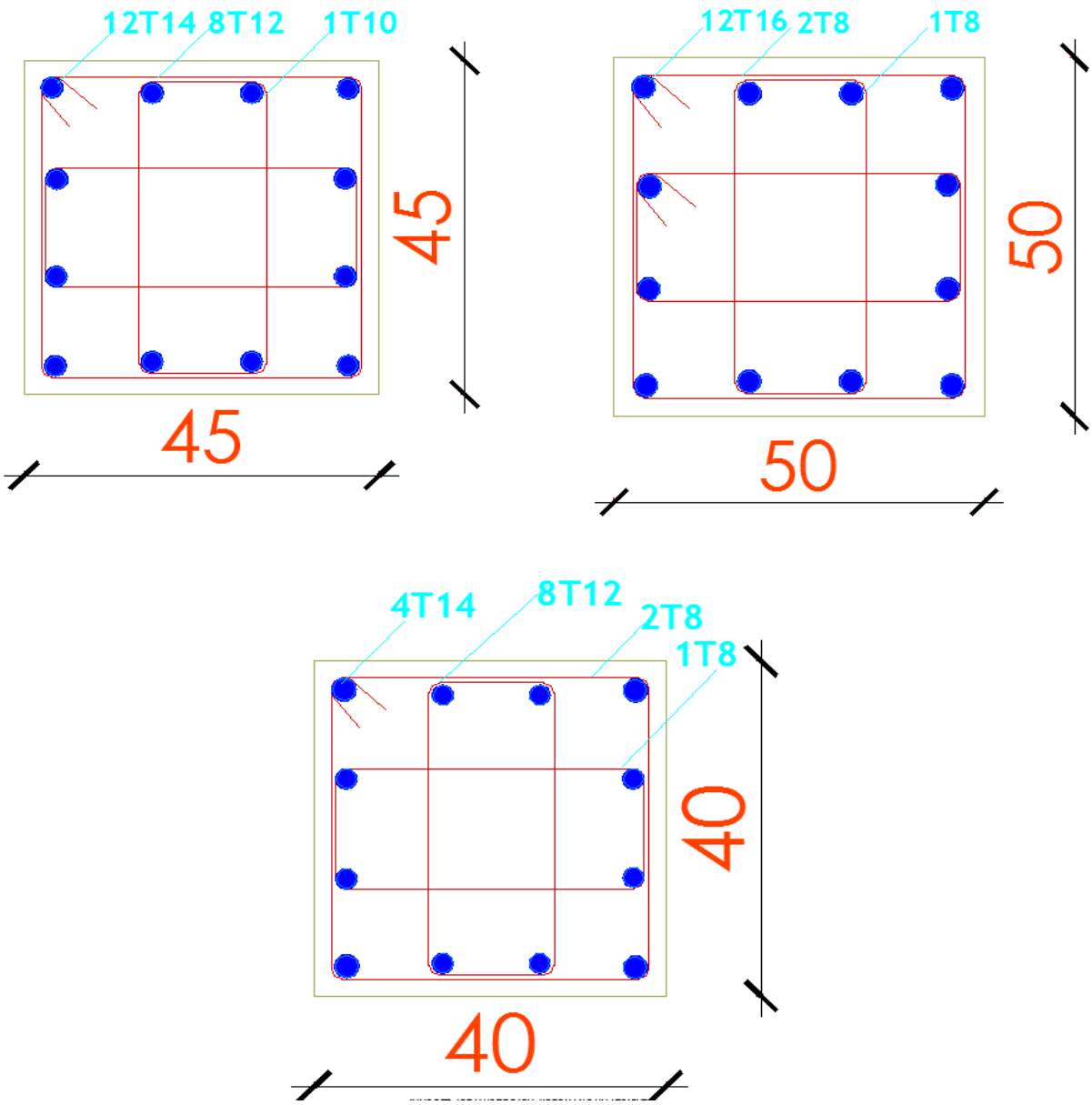


Figure VI.4 : Ferraillage des poteaux.

VI.5.Ferraillage des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposée de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité ;
- Assure une transmission directe des forces aux fondations ;
- Minimiser les effets de torsion.

VI.5.1.les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons 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.

VI.5.2.les voiles avec ouvertures

VI.5.2.1.Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

VI.5.2.2.Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion ;
- Des aciers transversaux ;
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

VI.5.3.Recommandations réglementaires

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

a- Armatures verticales :

- **Selon le CBA 93 :**

$A_{ver} \leq 0.4\ cm^2$ pour un mètre de parement

$0.1\% \leq \frac{A_{ver}}{a.b} \leq 5\%$

Avec a : l'épaisseur du voile b : la largeur de la zone tendue

- **Selon le RPA99 version 2003 [Art 7.7.4]**

A_v= 0.20% B dans la section tendue du voile.

A_v= 0.15% B dans la section globale du voile.

A_v = 0.10% B dans la section courante.

Avec B : section du voile. a : épaisseur du voile ϕ_v : Diamètre vertical

b- Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle supporter l'effort tranchant V.

- Selon CBA93

Diamètre maximale des armatures horizontales $\phi_h \leq$ Min $[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_v]$.

c- Espacement des horizontales armatures

D'après le BEAL 91 :

$A_t = \frac{A_h}{4}$

VI.5.4.Ferraillage des voiles pleins (trumeau)

Tableau VI.13: Ferraillage verticales et horizontales des voiles pleins.

voile	L (m)	L_t (m)	N (KN)	M (KN.m)	S_t (cm^2)	Combinaison	A_{Vt} (cm^2)	A_{Vc} (cm^2)	A_H (cm^2)	$A_{Vg\ choisie}$ (cm^2)	$A_{Hchoisie}$ (cm^2)
1	5	1.14	957.15	1467	10	0.8G+Edx	21.3	27.14	16.41	44HA8+54HA8 = 49.26	70HA8=35.19
2	5	2.18	1452.52	9516.8	10	G+Q+Edy	70.27	18.47	29.75	46HA14+12HA14 =160.02	72HA14=110.78

Tableau VI.14: Ferraillage des armatures de répartition.

voile	L (m)	h (m)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisi}$ (cm^2)
1	5	346	17.3	72HA8=36.17
2	5	351	17.55	72HA8=36.17

V.5.5. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.15: Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Voile	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	Vérification
Y	2	1527.60	7.78	1.53	15	Vérifiée

VI.5.6. Vérification des contraintes de cisaillements

Tableau VI.16: Vérification des contraintes des cisaillements.

Sens	Voile	L (m)	T (KN)	T (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
Y	2	5	1237.69	1.93	3.26	Vérifiée

VI.5.7.Ferraillage des voiles (linteaux)

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$: Linteau soumis à la Flexion simple

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$: Linteau soumis à la Traction / compression

VI.5.7.1 : Ferraillage des linteaux $(\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06 f_{c28}})$

On devra disposer :

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

<u>1-Aciers longitudinaux :</u>

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

<u>2-Aciers transversaux :</u>

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

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

-Linteau long : $S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$

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

VI.5.7.2 : Ferraillage des linteaux $(\tau_b \geq 0.06 f_{c28})$

1- 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.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} \quad , \quad \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

VI.5.7.3Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$

b) Armatures transversales :

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

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

c) Armatures de peau :

$A_c \geq 0.002 * b * h$

Tableau VI.17 : Détermination des sollicitations.

Linteau	Niveau	L(m)	h(m)	**V(kN)**	**τ(MPa)**	$\mathbf{0.06 f_{c28}}$	$\boldsymbol{\tau \leq 0.06 f_{c28}}$
1	RDC	2.13	2.16	955.66	3.44	1.5	Vérifiée
2	terr	2.13	0.71	57.83	0.63	1.5	Vérifiée

Tableau VI.18 : Ferraillage des armatures diagonales.

Linteau	Niveau	Armatures Diagonale					Armatures longitudinales	
		M (kN.m)	Z (m)	α	A_d (cm^2)	$A_{d\ choisi}$ (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_{l\ ch}$ (cm^2)
1	RDC	488.64	1.75	29.6	16.78	12HA14=18.47	6.48	4HA16=8.04
	terr	9.78	0.47	/	/	/	0.52	2HA10

Tableau VI.19 : Ferraillage minimales.

Armatures transversales					
$\boldsymbol{\lambda}$	S_t (cm)	V (kN)	L (m)	A_t (cm^2)	$A_{t\ ch}$ (cm^2)
/	10	955.66	2.13	0.75	2HA10=1.57
3	10	57.83	2.13	1.57	2HA10=1.57

Bâtiment 02 :

VI.6.Ferraillage des poutres

Tableau VI.20: La section d'armatures des poutres

Position		Travée				Appuis			
Les Poutres	(bxh)	M_t (kN.m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	M_a (kN.m)	Combinaison	A'_{S1} (cm^2)	A'_{S2} (cm^2)
Poutres principales	75x30	856.62	1.35G+1.5Q	42.9	3.39	478.23	1.35G+1.5Q	3.39	8.1
Poutres secondaires	35x30	156.48	G+Q+1.2Ed_y	14.3	0	141.68	G+Q+1.2Ed_y	00	12.7

Tableau VI.21: La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	Section calculée		Section choisie	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Poutres	$A_{S1}(cm^2)$	$A'_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A'_{S2}(cm^2)$
Poutre principale	42.9	21.1	12HA20+4HA14=43.86	12HA16=24.13
Poutres secondaire	/	12.7	/	6HA16 +1 HA12=13.19

Tableau VI.22: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa	Vérification
PP 35x75	Travées	98.64	5.6	15	88.5	201.6	Condition vérifiée
	Appuis	176.46	8.21		55.9		Condition vérifiée
PP 30x35	Travées	49.91	6.9	15	80.8	201.6	Condition vérifiée
	Appuis	85.38	9.9		123.1		Condition vérifiée

Tableau VI.23: Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$ RPA	$A_{tmin}(cm^2)$ CBA	Vérification
Poutres principales	43.86	24.13	11.25	2.25	Vérifiée
Poutres secondaires	15.46	13.19	5.25	1.05	Vérifiée

Tableau VI.24: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Elément	Section	V_{max} (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	35x75	136.59	ELU	0.79	3.33	Condition vérifiée
Poutres secondaires	30x35	156.8	ELU	1.3	3.33	Condition vérifiée

.

Tableau VI.25: Vérification Les conditions de la flèche des poutres.

Poutre			Sollicitation L'ELS	Armatures principales		Flèche		Vérification
L(cm)	b(cm)	h(cm)	$M_{Stravée}$	Travée A_{S1}	Appui A_{S2}	Δf	f_{adm}	Oui/Non
2.05	35	75	72.42	3.39	9.55	0.3	4.1	Vérifiée
5	30	35	49.91	3.39	6.47	3.3	10	Vérifiée

.

Tableau VI.26: Les armatures transversales ainsi que leur espacement.

	RPA99			$S_{tadopté}$(cm)		
Section	S_{ZN}	S_{ZC}	A_t	S_{ZN}	S_{ZC}	$A_{tchoisie}(cm^2)$
35x75	18.75	37.5	0.9	15	20	3HA8=1.51
30x35	10	20	0.9	10	15	3HA8=1.51

VI.7.Ferraillages des goussets

.

Tableau VI.27: Ferraillage longitudinales des goussets.

Niveaux	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	A (cm^2)	$A_{S1choisie}(cm^2)$
Terrasse	travée	24.6	G+Q+1.2Edx	3.2	2HA14+2HA12=5.34
	appui	458.71	G+Q+1.2Edx	8.9	6HA14+2HA12=11.5

Tableau VI.28: Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	A calcul (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa	Vérification
Terrasse	travées	15.88	5.34	0.2	15	2.8	400	vérifiée
	appuis	338.23	11.5	7.7		301.5		vérifiée

Tableau VI.29: Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	V_{max} (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	458.632	1.35G+1.5Q	1.42	3.26	vérifiée

.

Tableau VI.30: Les armatures transversales ainsi que leur espacement.

RPA99			$S_{tadopté}$(cm)		
S_{ZN}	S_{ZC}	A_t	S_{ZN}	S_{ZC}	$A_{tchoisie}(cm^2)$
27.5	55	2.47	15	20	4HA10=3.14

VI.8.Ferraillage des poteaux

Tableau VI.31: Ferraillage longitudinale des poteaux.

	Sollicitations	combinaison	N (KN)	M_{x2} (KN.m)	M_{y3} (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
4Pot 45x50	N_{max}- M_{corres}	ELU	907.44	13.21	156.15	2.4	1.4	20.25	12HA16 = 24.13
	M_{max}- N_{corres}	ELU	875.39	17.77	321.60	1	10.1		
	N_{min}-M_{corres}	ELU	93.16	40.92	25.80	2.8	1		

Tableau VI.32: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)		$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Pot 45x55	N_{max}- M_{corres}	669.72	9.74	115.18	24.13	9.4	66.6	Vérifiée	Vérifiée
	M_{max}- N_{corres}	645.98	13.11	179.13		14.7	214.1	Vérifiée	Vérifiée
	N_{min}-M_{corres}	68.85	30.19	19.01		4.1	77.9	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI.33: Vérification de cisaillement des poteaux.

Elément	Combinaison	Vu (KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}(Mpa) CBA	τ_{adm}(Mpa) RPA	$\tau \leq \tau_{adm}$
50x45	ELU	111.01	0.49	2.5	1.875	vérifiée

Tableau VI.34: Calcul des armatures transversales.

Elément	Combinaison	Vu (KN)	A_t (cm^2)	Zone		$A_{tchoisi}$
Pot 45x50	G+Q+Edy	111.01	4.16	Nodale	10	4HA12=4.52
				Courante	15	

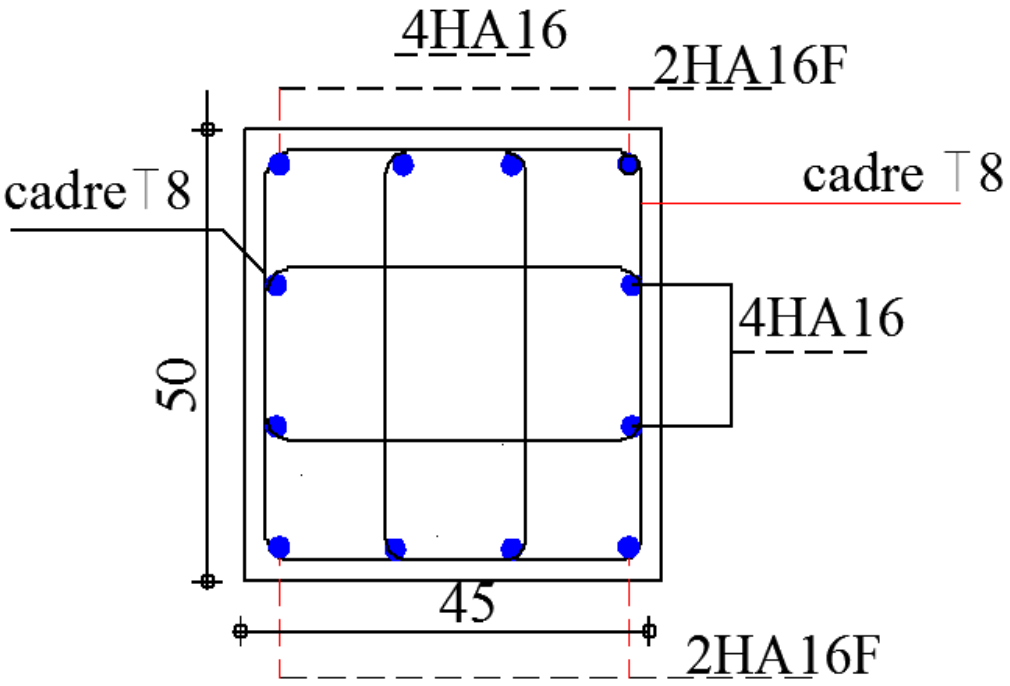


Figure VI.5 : Ferraillage des poteaux (45x50)

Chapitre VII

Etude l’infrastructure

VII.1.Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments structuraux interconnectés contactée au sol, permettant la transmission des efforts venant de la superstructure.

Le calcul des fondations se fait après la connaissance de la superstructure et les caractéristiques mécaniques et chimiques du sol.

L'infrastructure constituée par des organes de transmission rigides capable de remplir les fonctions suivants :

- Représenter l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison entre la partie supérieure et inferieur de la structure par le transit des efforts.
- Limité le tassement différentiel.

Dans notre projet l'étude de l'infrastructure se fera en deux étapes, on déterminera le type de fondation en fonction des conditions qu'on verra prochainement, et les voiles périphériques qui se trouvent au niveau du sous-sol

VII.2.Reconnaissances du sol

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- La contrainte admissible du sol est 2.00 bars.
- L'ancrage des fondations est à 2.00 m.
- L'agressivité du sol contre le béton est nulle.
- Le site est considéré comme ferme (S2).

VII.3.Ferraillage des longrines

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

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S_2 :25 x30 cm^2

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

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ KN[\mathbf{3}]$$

α = 12 (zone IIb ; Site 2).

La section choisie : bxh = 30x30 cm^2

VII.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Tableau VII.1 : Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A choisie (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
30x30	2434.65	202.89	5.07	6HA12=6.78	0.9	5.40	Vérifiée

VII.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Tableau VII.2 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	Vérification
30x30	1502.12	125.18	6.78	184.63	201.6	Vérifiée

VII.3.3. Calcul des armatures transversales

Tableau VII.3 : Les armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA93		RPA99			$S_{t\ (adopté)}$ (cm)		
B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	$A_{tchoisi}$(cm^2)
30x30	0.41	15	2.01	7.5	15	2.01	10	15	4HA8

VII.4. Choix du type des fondations

VII.4.1. Semelles isolées

D'après les caractéristiques du sol où on a implanté notre projet, nous a conduits dans un premier temps à considérer que le type de fondation choisi est des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles.

Tableau VII.4 : Dimensionnement des semelles isolées.

Elément	N_{ser} (KN)	B_{calcul} (m)	$B_{choisie}$ (m)
S1	1502.13	2.74	3
S2	1151.36	2.4	2.6
S3	797.75	2.00	2.2

VII.4.2. Vérification de chevauchement

$$\frac{1.5}{2}.A + \frac{1.5}{2}A' < L$$

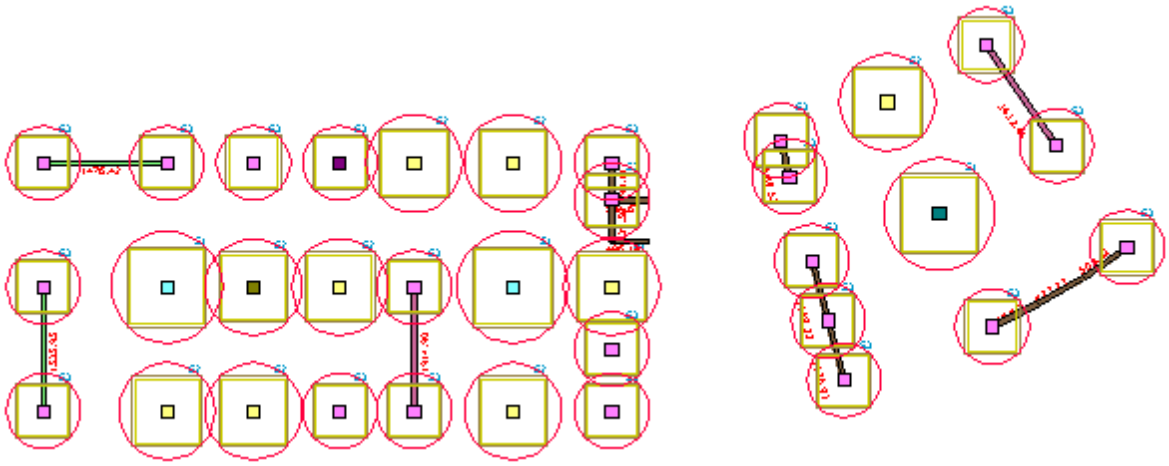


Figure VII.1 : Vérification de chevauchement.

- **Commentaire :**

D'après les vérifications de chevauchement on trouve deux types des semelles :

Semelles filantes et semelles isolées

VII.4.3.Dimensionnement des semelles isolées

On a deux semelles isolées (pas de chevauchement).

Tableau VII.5 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	σ_{sol}(bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h (m)	h_{adop} (m)
S1	1502.13	2.00	2.74	2.74	3.00	3.00	66	70
S2	1151.36	2.00	2.4	2.4	2.6	2.6	56	60

VII.4.4.Vérification des contraintes sous la semelle

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai}}{A_{ch}.B_{ch}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes sous la semelle.

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	σ_{sol} (bar)	Vérification
S1	1502.13	157.7	6.25	115.62	1.98	2.00	Vérifiée
S2	1151.36	101.40	6.88	89.74	1.99	2.00	Vérifiée

VII.4.5.Vérification de la stabilité au renversement

Tableau VII.7 : Vérification de la stabilité au renversement. [3]

S1	Sens A	$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.08\text{cm} < 75cm$
	Sens B	$e_b = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.12\text{cm} < 75\ cm$
S2	Sens A	$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.07\ \text{cm} < 65\ cm$
	Sens B	$e_b = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.02\ \text{cm} < 65\ cm$

- **Commentaire :**

Les fondations sont stable vis-à-vis au risque de renversement dans les deux direction (A) (B).

VII.4.6.Vérification de poinçonnement

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b}\ [2]$$

$$U_c=[(a+b).2.h].2$$

S1 : $2084.02KN \leq 2520KN$ ……CV Pas risque de poinçonnement.

S2 : $2084.02KN \leq 2520KN$ ……CV Pas risque de poinçonnement.

VII.4.7.Ferraillage des semelles isolées

Tableau VII.8 : Ferraillage des semelles isolées.

	N (KN)	e_a (cm)	Diagramme	e_b (cm)	Diagramme	A_a (cm^2)	A_b (cm^2)	$A_{achoisi}$ (cm^2)	$A_{bchoisi}$ (cm^2)	S_t (cm)
1	2084.02	0.07	trapézoïdale	0.11	trapézoïdale	33.7	33.69	30HA12= 33.93	30HA12= 33.93	10
2	1598.18	0.07	trapézoïdale	0.02	trapézoïdale	25.36	22.83	24HA12=27.14	24HA12=27.14	10

VII.5.Semelles filantes

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 ou 3 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme poutre continue (renversée) en flexion simple.

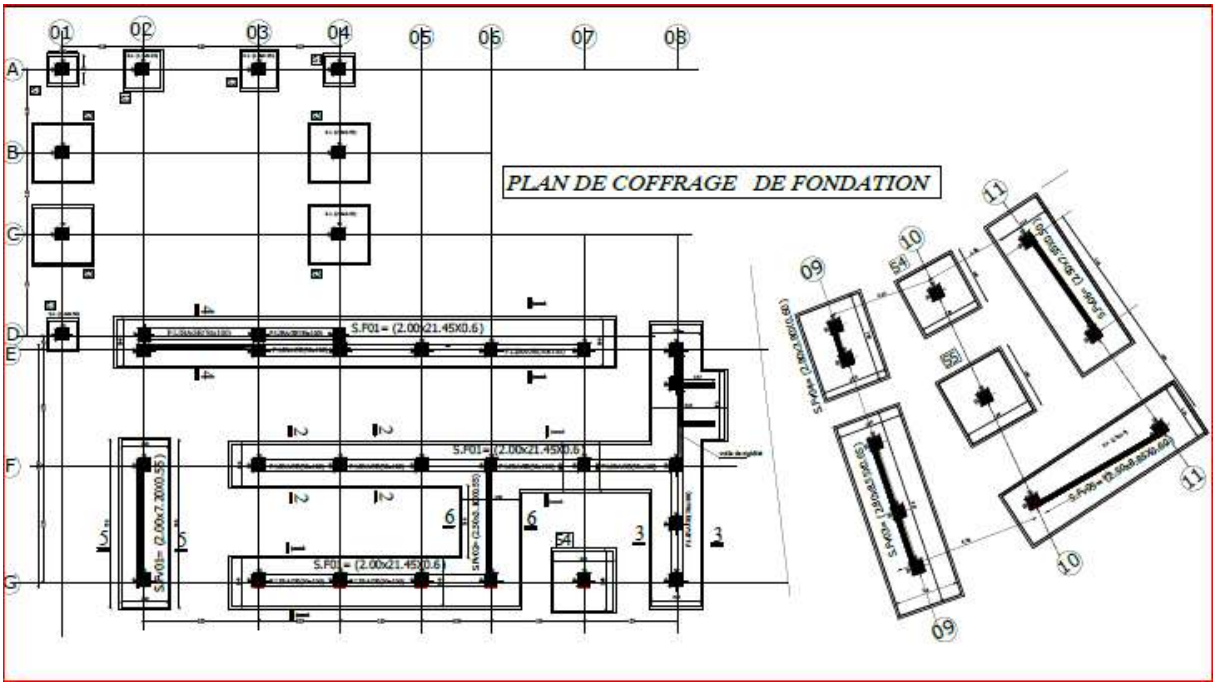


Figure VII.2: Le choix final des semelles

VII.5.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux à l'ELS.

Tableau VII.9 : Dimensionnement des semelles filantes.

Elément	B_{calcul} (m)	$H_{adopté}$ (m)
S1	2	60
S2	1.8	60
S3	2	60

$$B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.\bar{\sigma}_{sol}}$$

Tableau VII.10 : Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux à l'ELS.

Semelle	L (m)	N(KN)	σ_{sol}(bar)	B_{calcul}(m)	$B_{adopté}$(m)	h_{calcul}(cm)	$h_{adopté}$(cm)
S.filante02	19.56	5416.77	2.00	1.38	1.80	35	60

VII.5.2.Vérification des contraintes sous la semelle

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai}}{B_{ch}.L} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes sous la semelle.

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	σ_{sol} (bar)	Vérification
S.filante01	5416.77	528.12	20.63	716.48	1.9	2.00	Vérifiée

VII.5.3.Vérification de poinçonnement

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} [2]$$
$$U_c = [(a+b).2.h].2$$

$1812.72\ KN \leq 910.58\ KN \ldots\ldots CNV$ ⇨ Il y a un risque de poinçonnement.

VII.5.4.Dimensionnement de la poutre de libage :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.k.L_{max}}{E}}$$ Avec : K (raideur du sol) $K = \begin{cases} 0.5 & \text{mauvais sol} \\ 4 & \text{sol moyen} \\ 12 & \text{bon sol} \end{cases}$

$$L_{max} = Max\{L_i ; L_{i+1} ; \ldots\ldots ; L_n\}$$

Tableau VII.12 : Dimensionnement de la poutre de libage.

L_{max} (m)	K(kg/cm^3)	E (MPa)	b (cm)	h (cm)	h_{choisi} (cm)
4	4	32164.20	50	54.20	100

VII.5.5.Vérification de poinçonnement :

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h_p.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} [2]$$
$$U_c = [(a+b).2.h].2$$

$1812.72\ KN \leq 4500\ KN \ldots\ldots CV$ ⇨ Pas risque de poinçonnement.

VII.5.6.Ferraillage de la poutre de libage :

On doit calcul les contraintes :

$$\sigma_u = \frac{\sum N_u + 1.35\,(P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai})}{B_{ch}.L}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai}}{B_{ch}.L}$$

Tableau VII.13 : Evaluation des charges de la poutre de libage.

$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_{ser}$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	F_u (KN/ml)	F_{ser} (KN/ml)
7471.42	5416.77	421.81	79.44	1123.9	212.9	475.95	338.98

VII.5.7 : les armatures longitudinales

Tableau VII.14 : Calcul les armatures longitudinales de la poutre de libage.

	M_u (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
Travée	567.21	14.1	0	6HA16+4 Chp HA16=20.11 cm^2
Appui	676.41	16.9	0	6HA16+4Chp HA16=20.11 cm^2

VII.5.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable.

$\bar{\sigma}_b = 15\ MPa$ et $\bar{\sigma}_s = 201.63\ MPa$

Tableau VII.15 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	410.65	20.11	10.05	5	183.5	67.4	15	201.63
Appui	489.71	10.05	22.12	5.8	195.5	77.9	15	201.63

VII.5.9 : Les armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 1 m le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'où moins 3cm^2/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre A_P 3x1.3=3.9 cm^2 donc on adopte A_p =4HA12 = 4.52 cm^2.

VII.5.10 : Vérification de cisaillement :

Type de fissuration : préjudiciable. $f_{c28} = 25\ MPa$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = 2.25 \leq \bar{\tau} = \text{Min}\left\{\frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5\ MPa\ ; 4MPa\right\} \ldots\ldots CV \qquad [2]$$

b) *Les armatures transversales :*

$$S_t \leq \frac{0.9.A_t.{}^{f_e}/_{\gamma_s}\ (\cos\alpha + \sin\alpha)}{b_0(\tau_u - f_{t28}.K)} \quad \text{Avec} \quad K = 1 \quad \text{en flexion simple} \qquad [2]$$

Tableau VII.16 : Les armatures transversales.

		CBA93		RPA99			$S_{t\ (adopté)}$ (cm)		
B (cm^2)	τ_u(MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courante)}$ (cm)	$A_{tchoisi}$(cm^2)
50x100	2.7	12.01	3.16	10	15	3.02	10	15	6HA8=3.02

VII.6 : Ferraillage de la semelle filante sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillage pour une semelle filante se fait comme une semelle isolée par la méthode des bielles, mais avec l'effort normal max dans cette file avec :

La longueur de la semelle $A = \frac{L_i + L_{i+1}}{2}$.

La largeur B = la largeur de la semelle filante.

VII.6.1 : les armatures longitudinales

Tableau VII.17 : Ferraillage de la semelle filante sous plusieurs poteaux.

M_u (KN.m)	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{b\ calculée}$ (cm^2)	$A_{b\ choisi}$ (cm^2)	S_t (cm)
4.76	1812.72	4.3	1.8	30.65	28HA12 = 31.67	15

VII.6.2 : les armatures de répartition

$$A_{a\ rép} = \frac{A_b}{4}.B \qquad [2]$$

Tableau VII.18 : Les armatures de répartition.

$A_{b\ choisi}$ (cm^2)	$A_{a\ rép\ calculée}$ (cm^2)	$A_{a\ rép\ choisi}$ (cm^2)
28HA12 = 31.67	14.25	14HA12 = 15.83

Tableau VII.19 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

Elément	B_{calcul} (m)	$H_{adopté}$ (m)
S1	2.8	65
S2	2.5	60
S3	2.5	50
S4	2.5	55

$$B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.\bar{\sigma}_{sol}}$$

Tableau VII.20 : Dimensionnement des semelles filantes sous voile à l'ELS.

Semelle	L (m)	N(KN)	σ_{sol}(bar)	B_{cal}(m)	B_{adop}(m)	h_{cal}(cm)	h_{adop}(cm)
S.filante02	12.2	2592.54	2.00	2.25	2.8	60.5	65

VII.6.3 : Vérification des contraintes sous la semelle

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser\ voile} + N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai} + P_{a.voile}}{B_{ch}.L} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VII.21 : Vérification des contraintes sous la semelle.

Semelle filante 02								
$N_{ser\ voile}$ (KN)	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	σ_{sol} (bar)	Vérification
2895.66	2592.54	555.10	32.81	663.56	36.23	1.98	2.00	Vérifiée

VII.6.4 : Vérification de poinçonnement

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} [2]$$

$$U_c = [(a+b).2.h].2$$

$720\ KN \leq 2242.50\ KN \ldots\ldots CNV$ ⇨ pas risque de poinçonnement.

VII.6.5 : Ferraillage de la semelle filante sous un voile

Tableau VII.22 : Ferraillage de la semelle filante sous voiles

M_u (KN.m)	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{b\ calculée}$ (cm^2)	$A_{b\ choisi}$ (cm^2)	S_t (cm)
155.41	3157.86	5	2.80	61.73	49HA14 = 75.43	10

VII.6.6 : Les armatures de répartition

$$A_{a\ rép} = \frac{A_b}{4}.B \quad [2]$$

Tableau VII.23 : Les armatures de répartition.

$A_{b\ choisi}$ (cm^2)	$A_{a\ rép\ calculée}$ (cm^2)	$A_{a\ rép\ choisi}$ (cm^2)
49HA14 = 75.43	43.21	c

VII.6.7 : Vérification de chevauchement

$$\frac{B + B'}{2} < L$$ ⇨ $2.45\ m < 6.35\ m \ldots\ldots$ Condition vérifiée

Bâtiment 2

VII.7.Dimensionnement des semelles isolées

On a deux semelles isolées (pas de chevauchement).

Tableau VII.24 : Dimensionnement des semelles isolées àl'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	σ_{sol}(bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h (cm)	h_{adop} (cm)
S1	129.26	2.00	0.85	0.76	1.2	1.2	22	50
S2	669.73	2.00	1.93	1.74	2.4	2.4	52	55
S3	354.72	2.00	1.4	1.26	1.5	1.5	31	35

VII.7.1 : Vérification des contraintes sous la semelle

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai}}{A_{ch}.B_{ch}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VII.25 : Vérification des contraintes sous la semelle.

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	σ_{sol} (bar)	Vérification
S1	129.26	18	6.75	11.65	1.84	2.00	Vérifiée
S2	669.73	79.20	6.47	78.82	1.95	2.00	Vérifiée
S3	354.72	21	7.59	28.84	1.93	2.00	Vérifiée

VII.7.2 : Vérification de la stabilité au renversement

Tableau VII.26 : Vérification de la stabilité au renversement. [3]

S1	Sens A	$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 11.95\text{cm} < 30cm$
	Sens B	$e_b = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 3.36\ \text{cm} < 30\ cm$
S2	Sens A	$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 1.17\ \text{cm} < 60cm$
	Sens B	$e_b = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 13.80\ \text{cm} < 60\ cm$
S3	Sens A	$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 1.59\ \text{cm} < 37.5cm$
	Sens B	$e_b = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 3.29\ \text{cm} < 40\ cm$

Commentaire :

La fondation est stable vis-à-vis au risque de renversement dans les deux directions (A) (B).

VII.7.3 : Vérification de poinçonnement

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} [2]$$

$$U_c = [(a+b).2.h].2$$

S1 $184.03\ KN \leq 1462.5\ KN \ldots\ldots CV$ ⇨ Pas risque de poinçonnement.

S2 $916.17\ KN \leq 1691.25\ KN \ldots\ldots CV$ ⇨ Pas risque de poinçonnement.

S3 $490.82\ KN \leq 866.25\ KN \ldots\ldots CV$ ⇨ Pas risque de poinçonnement.

VII.8 : Ferraillage des semelles isolées

Tableau VII.27 : Ferraillage des semelles isolées.

	N (KN)	e_a (cm)	Diagramme	e_b (cm)	Diagramme	A_a (cm^2)	A_b (cm^2)	$A_{achoisi}$ (cm^2)	$A_{bchoisi}$ (cm^2)	S_t (cm)
1	184.03	10.96	Triangulaire	3.09	Triangulaire	1.74	1.23	4HA12= 4.52	4HA12= 4.52	20
2	916.17	1.12	trapézoïdale	13.21	Triangulaire	14.76	18.20	10HA14=15.39	14HA14=22.55	10
3	490.82	1.5	Triangulaire	3.05	Triangulaire	6.33	6.91	8HA12=9.05	8HA12=9.05	10

Bâtiment 1

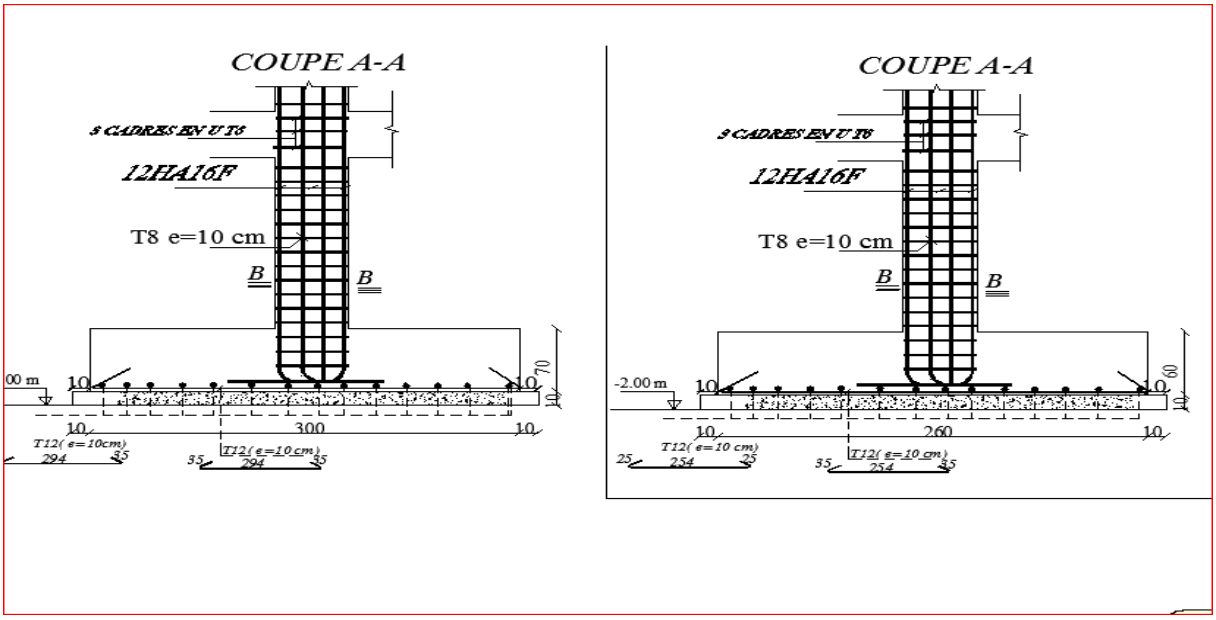


Figure VII.3 : Ferraillage des semelles isolées

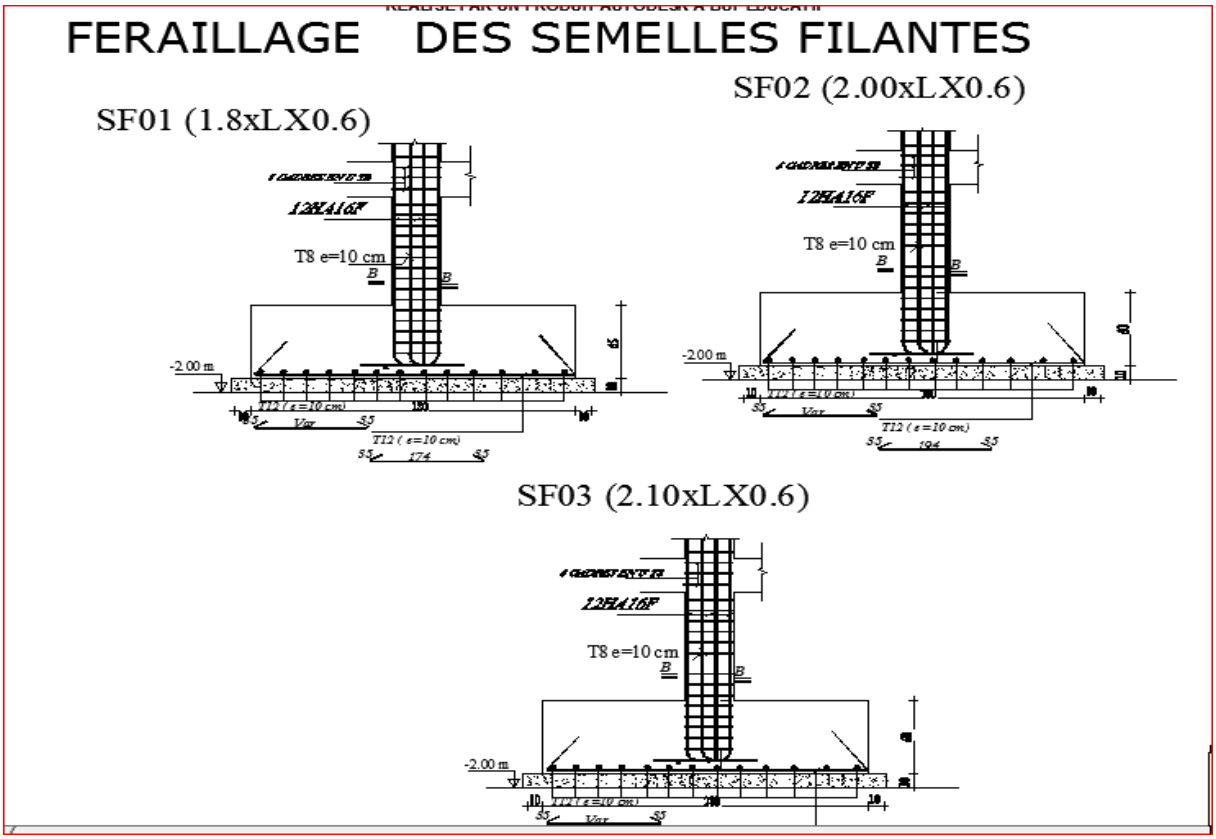


Figure VII.4 : Ferraillage des semelles filantes sous poteaux

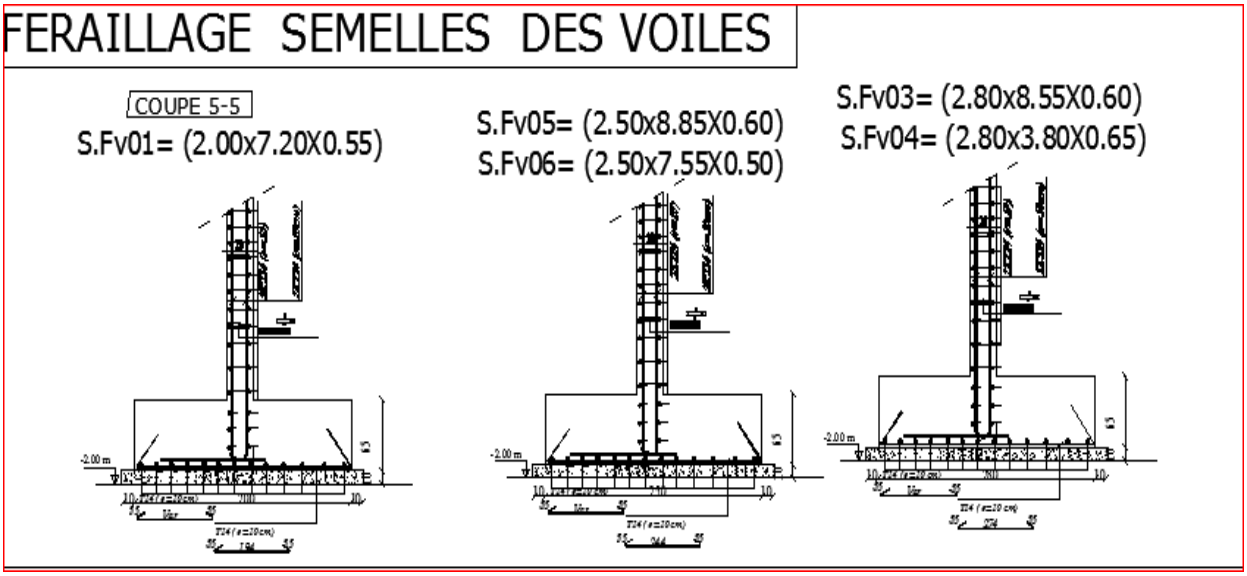


Figure VII.5 : Ferraillage des semelles filantes sous Voiles

Bâtiment 2

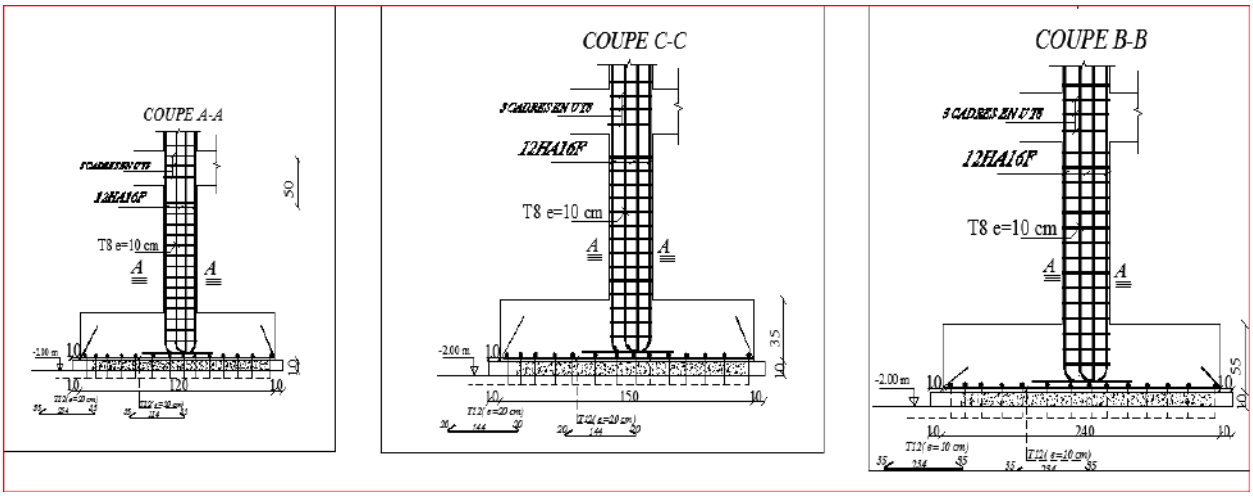


Figure VII.6 : Ferraillage des semelles isolées

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.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

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

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q \quad ; \quad \mu_l = 0{,}392$$

Pour les pouters et bandes de dalles

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1 + (\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho \frac{A}{b_0 . d}$$

b_0: la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3} E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i . I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v . I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i . I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v . I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

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

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

ANNEXE B

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

POUTRELLE METALLIQUE LEGERE

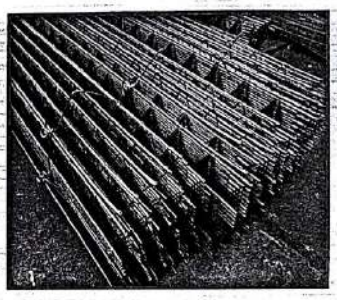
C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

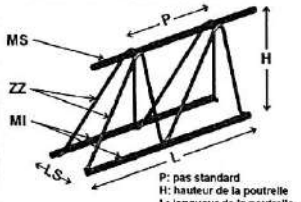


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craneté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE C

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

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

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq k \leq 0{,}85$).

ANNEXE D

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة القـــلـد الجـــزائـــر

TREFAL تريفال
REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

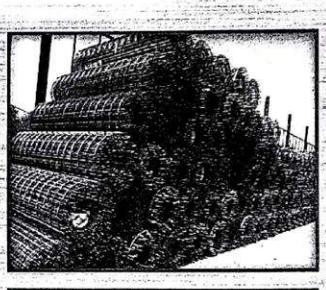
, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

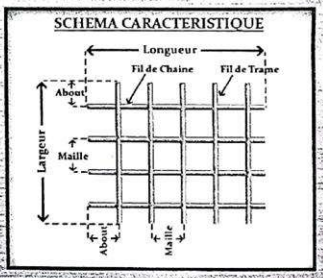
Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



SCHEMA CARACTERISTIQUE



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm
± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

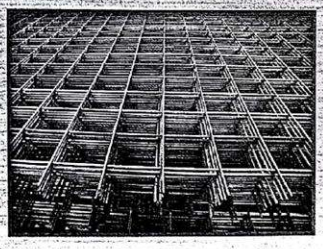
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE E

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.
Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

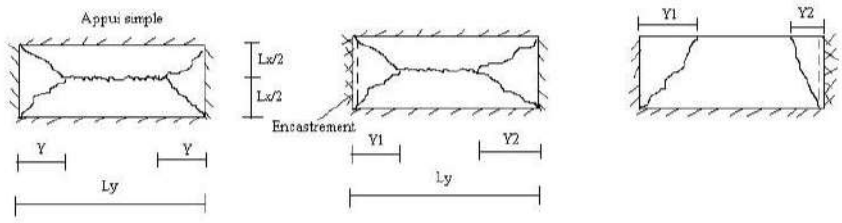
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

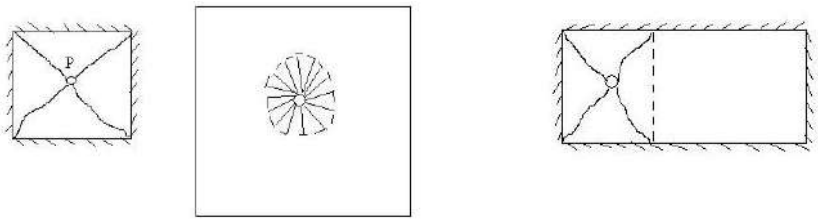
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
-Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE F

RECONNAISSANCE DU SOL

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinages de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

D'après l'étude géologique, géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol:

-Argiles sableuses à inclusions graveleuses alluvionnaires

-Peu plastique

-Faible humidité

-Compacité moyenne

-Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront :

-Teneur en eau naturelle : $\mathbf{W}$ = 13,25%

-Limite de liquidité : $\mathbf{W_L}$ = 37%

- Limite de plasticité : $\mathbf{W_P}$ = 19%

-Indice de plasticité : $\mathbf{I_P}$ = 18%

-Pression de consolidation : $\mathbf{P_c} = 0{,}569$ bars

-Coefficient de compressibilité : $\mathbf{C_c} = 0{,}141$ bars

-Coefficient gonflement : $\mathbf{C_g} = 0{,}021$ bars

-Angle de frottement interne : $\boldsymbol{\varphi}$ = 20°

-Cohésion : $\mathbf{C_u}$ = 0,50 bars

-Poids volumique total humide : $\boldsymbol{\gamma_h}$ =17,6 kN/m^3

-La variation de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur :

$$\mathbf{R_{pmin}} = 40 \text{ bars}$$

-Le taux de travail est calculé suivant le principe de Sanglerat :

$$\mathbf{Q_{adm}} = \frac{R_{pmin}}{25} = \frac{40}{25} = 1{,}6 \text{ bars}$$

-La contrainte admissible : $\boldsymbol{\sigma_{adm}} = 2{,}52$ bars

Conclusion générale

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

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

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

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