REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ YAHIA FARÈS DE MÉDÉA

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPES

« SOUS-SOL + RDC +10 ÉTAGES »

POUR
MASTER EN GÉNIE CIVIL OPTION STRUCTURES

PRÉPARÉ ET PRÉSENTÉ PAR

HAOUI AYOUB
MEMMI OMAR

DIRIGÉ PAR

Mr KHELLADI MOHAMED

PROMOTION: 2020



Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à ***« ALLAH »*** *qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.*

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : Monsieur ***KHELADI Mohamed*** *pour ses Conseils et son aide précieuse.*

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout se savoir.

Nous remercions également monsieur ***OULD TURKI BENAISSA*** *Pour les diverses guides et conseils enrichissants.*

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger notre travail.

Nous n'oublions pas nos parents et nos familles pour leur contribution, leur soutien et Leur patience.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenus et encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à

« Allah » qui nous a donné la force et la patience pour achever

cette réalisation.

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur,

" ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage,

àl'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur,

" mon père ".

Á mes frère : Mounir, Younes.

Á ma chère petite sœur : Maroua.

Á mes Cousins : A'Mhamed, Nabil.

Et toute la famille "HAOUI".

Á mes chers amis:

Soufian, Ibrahim, Hassan, Hakim, Mohamed, Hamidou, Azzedine, Abd el Kader, chawafi, Amdjad, Yaman, Naim, Sid Ali, Bahaa, Ali, Cherif, Mahfoud, Zaki, Rida, Oussama, Hakima et à tous mes amis.

Á mon binôme Omar, et toute la promotion 2020

Ayoub

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail
A ceux qui m'ont toujours aidé et soutenu durant toute ma scolarité.

A celle qui s'est sacrifiée et qui ma entourée de son affection, de son amour et m'a encouragée et protégée, celle qui m'a comblée de sa douceur et de sa compréhension, ma très chère maman « Khadidja »

A mon père « Dhif Allah » qui a été toujours là quand j'avais besoin de lui.

A mon frère « Fodhil ».

A ma chère fiancée « Amel ».

A toute ma famille « MEMMI ».

A mon binôme « Ayoub ».

A mes chers amis en particulier
« Abd el KAder, Azzedine, cherif, abd el HAk , mohamed »

pour leur encouragement .

À tous mes amis de la promotion

Sans oublier Mr Khelladi et Mr Ben Aissa pour tous leurs efforts et leur aide

A tous ceux que j'aime et qui m'aime.
Et en fin à tous les personnes ayant contribué à l'élaboration de ce travail, ou même par un sourire.

OMAR

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة **(**طابق تحت الأرض+طابق ارضي+عشرة طوابق) ذات استعمال سكني وتجاري والمقرر بناؤها في بلدية الجزائر المصنفة ضمن منطقة ذات زلزال قوي **(**منطقة **III)**.

مقاومة البناية لكل الحمولات الأفقية محققة بواسطة نظام الأعمدة و الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:قانون الخرسانة المسلحة (**CBA93)**والقواعد الجزائرية المضادة للزلزال **(RPA99 v2003)**.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل**(SAP2000 V20.2.0)**

وفي الاخير درسنا البنية التحتية للبناية حساب الأساسات.

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en sous-sol+ RDC+10étages, à usage habitation ,dépôtet commercial. Il est implanté à commune d'Alger. Cette région est classée en zone sismique**(III)** selon le **RPA99 version 2003**.

La résistance de la structure aux charges horizontales est assurée par un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le dimensionnement de tous les éléments résistants sont établis conformément aux Règlements Algériens en vigueur (**CBA93 et RPA99 version2003**).

L'analyse sismique de la structure a été menée par la méthode numérique basée surla méthode des éléments finis moyennant le logiciel (**SAP2000V20.2.0)**

Finalement nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with underground, ground floor and 10 floors in the city of Algeria **;**this is classified in a strong seismicity region (**III**) according to the Algerian seismic rules **RPA99 version2003.**

The resistance of structure to horizontals loads assured by a system (columns and shear walls).

The measurements and the design of reinforcement of all elements were according with the Algerian standards (**CBA93 and RPA99 version 2003**)**.**

The seismic analysis has been realized by the numerical method based on finite elements method, using the program **(SAP2000 V20.2.0).**

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

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage : 1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : 1

I.3. Structure de l'ouvrage : 1

I.3.1. Système de contreventement : 1

I.3.2. Planchers : 1

I.3.3. Maçonnerie : 2

I.3.4. Revêtements : 2

I.3.5. L'acrotère : 2

I.3.6. Escaliers : 2

I.3.7. Ascenseur : 2

I.3.8. Balcon : 2

I.3.9. Infrastructure : 2

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux : 3

I.4.1. Béton : 3

I.4.2. Béton armé : 3

I.4.3. Acier : 3

I.4.3.b Module d'élasticité longitudinale de l'acier : 4

I.5. Conclusion : 4

II.1. Introduction : 5

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structurants

II.2. Pré-dimensionnement des planchers : 5

II.2.1. Plancher à corps creux : 5

II.2.2. Dalle pleine : 6

II.2.2.a. Critère de résistance : 6

II.2.2.b. Sécurité contre l'incendie : 6

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 7

II.3.A. Charges permanentes : 7

II.3. A.1. Maçonnerie : 7
III.3. A.2. Plancher à corps creux : 7
II.3. A.3. Plancher à dalles plaines : 8
II.3.B. Charges d'exploitation : 9
II.4. Pré-dimensionnement des poutres : 9
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires : 10
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux : 11
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement : 11
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf : 12
II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} : 12
II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité 13
II.5.5. Descente des charges : 13
II.5.5.a Surcharges d'exploitation : 13
II.5.5.b. Détermination des charges permanentes : 14
II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 : 15
II.5.7. Vérification aux zones nodales 16
II.6. Pré dimensionnement des voiles : 16
II.7. Conclusion : 17

Chapitre II : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction : 18
III.2. L'acrotère : 19
III.2.1. Introduction : 19
III.2.2. Principe de calcul : 19
III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation : 19
III.2.4. Calcul de ferraillage : 20
III.2.4.1. A'E.L. U : 20
III.2.4.2. Vérification à l'ELS : 20
III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : 21

III.3. Calcul des planchers : 22
III.3.1. La dalle de compression : 22
III.3.2. Calcul des poutrelles : 24
III.3.2.1. Calcul avant coulage : 24
III.3.2.2. Calcul après coulage : 25
III.4. Les escaliers : 31
III.4.1. Introduction : 31
III.4.2. Définition des éléments d'un escalier : 31
III.4.3. Les déférents types d'escaliers : 32
III.4.3.1. Escalier droite à deux volets : 32
III.4.3.2. Pré dimensionnement : 33
III.4.3.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 33
III.4.3.4. Combinaison des charges : 34
III.4.3.5. Détermination des efforts : 34
III.4.3.6. Ferraillage : 35
III.4.3.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 36
III.4.3.8. Vérification de la flèche : 37
III.4.4. Calcul de la poutre palière : 37
III.4.4.1. Pré dimensionnement : 37
III.4.4.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 : 38
III.4.4.3. Evaluation des charges : 38
III.4.4.4. Ferraillage de Poutre palière : 39
III.4.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS : 39
III.4.4.6. Vérification de l'effort tranchant : 40
III.4.4.7. Armatures transversales : 40
III.4.4.8. Vérification solen RPA 99 V 2003 : 40
III.4.4.9. Vérification de compression dans la bielle de béton : 40
III.4.4.10. Vérification au voisinage de l'appui : 40

III.4.4.11. Vérification de la flèche : 41
III.5. Les dalles pleines : 41
III.5.1. Définition : 41
III.5.2 Principe de calcule : 41
III.5.3 Evaluation des sollicitations : 42
III.5.4 Les déférents types des dalles pleines : 42
III.5.5. Calcul du ferraillage : 44
III.5.6 Vérification A L'ELS : 45
III.5.7 Vérification de l'Espacement : 45
III.5.8 Vérification de l'effort tranchant : 45
III.5.9 Vérification de la flèche : 46
III.6. La dalle machine : 46
III.6.1. Introduction : 46
III.6.2. Pré dimensionnement : 47
III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 47
III.6.3.1. Charges permanentes : 47
III.6.3.2. Charges d'exploitations : 48
III.6.3.3. Détermination des charges de la dalle : 48
III.6.4. Calcul des sollicitations : 48
III.6.4.1. Méthode des lignes de rupture : 49
III.6.4.2. Calcul des moments : 49
III.6.5. Le ferraillage (flexion simple) : 49
III.6.5.1. A l'ELU : 49
III.6.5.2. Vérification A l'E.l.S : 50
III.6.5.3. Vérification de l'Espacement : 50
III.6.5.4. Vérification de l'effort tranchant : 50
III.6.5.5. Vérification de la flèche : 51
III.6.6. Vérification de non poinçonnement : 51

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction : 52
IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003 : 52
IV.2.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1] 52
IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance : 52
IV.2.3. Classification de site : 52
IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure : 53
IV.3.1. Centre de masse : 53
IV.3.2. Centre de torsion : 53
IV.3.3. Disposition du voile : 56
IV.3.3.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol) : 56
IV.3.3.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements : 56
IV.3.3.3. Calcul de centre de masse etcentre de torsion : 59
IV.3.4. Calcul d'excentricité : 61
IV.3.4.1. Excentricité admissible : 61
IV.3.4.2. Excentricité théorique (statique) : 61
IV.3.4.3. Excentricité accidentelle : 61
IV.3.4.4. Effets de la torsion accidentelle : 62
IV.4. Choix de la méthode de calcul : 63
IV.4.1. Introduction : 63
IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : 63
IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale : 63
IV.4.3.1. Principe : 63
IV.4.3.2. Modélisation : 63
IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul : 63
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique : 68
IV.5.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes : 68

IV.5.2. Vérification de participation massique :.....69
IV.5.3. Vérification de force sismique à la base :.....70
Calcul de la force sismique totale : [Art 4.2.3] 70
IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement : 71
Distribution de la résultante des forces sismiques : 72
IV.5.5. Vérification des déplacements en tête : 75
IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages : 75
Suivant X : 76
Suivant Y : 77
IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments : 78
IV.5.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base : 78
IV.5.9. Vérification de cisaillement des voiles.....79
IV.5.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 80
IV.6. Conclusion : 82

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction : 83
V.2. Ferraillage des poutres : 84
V.2.1. Introduction : 84
V.2.2. Recommandations du RPA99 : 84
V.2.2.1. Armatures longitudinales : 84
V.2.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires : 85
V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA2003et CBA93 : 85
V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS : 86
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 86
V.2.6. Calcul des armatures transversales.....87
V.2.7. Vérification de la flèche :.....87

V.2.8. Schémas des armatures des poutres :.....88
V.3.Les longrines : 90
V.3.1. Introduction :.....90
V.3.2. Pré dimensionnement : 90
V.3.3. Détermination des sollicitations :.....90
V.3.4. Calcul du ferraillage : 91
V.3.5. Recommandation des règlements :.....91
V.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS : 91
V.3.7. Vérification de la contrainte de cisaillement : 92
V.4.Ferraillage des poteaux : 93
V.4.1. Introduction :.....93
V.4.2. Détermination des armatures longitudinales :.....93
V.4.2.3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 93
V.4.2.4. Vérification selon le RPA et CBA :.....95
V.4.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS : 95
V.4.3. Détermination des armatures transversales :.....97
V.4.3.1. Calcul de la contrainte de cisaillement$\boldsymbol{\tau u}$:.....97
V.4.3.2. Contrainte tangente admissible $\boldsymbol{\tau u}$:.....97
V.4.3.3. Calcul des armatures transversales :.....97
V.4.4. Schémas des armatures des poteaux :.....98
V.5. Ferraillage des voiles : 99
V.5.1. Les voiles pleins.....99
V.5.1.1. Les armatures verticales 99
V.5.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU 100
V.5.1.3. Armatures horizontales.....101
V.5.1.4. Armatures transversales : 102
V.5.1.5. Schémas des voiles :.....103

V.5.2. Les Linteaux :.....105
V.5.2.1.Recommandations réglementaires:.....105
V.5.2.2. Ferraillage des linteaux:.....105
V.5.2.3. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :.....106
V.6. Conclusion :.....107

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction.....108
VI.2. Types de fondations.....108
VI.3. Caractéristiques du sol.....108
VI.4. Choix du type de fondations.....109
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau.....109
VI.4.1.1. Méthode de calcul :.....109
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles...111
VI.4.2. Semelle filante.....111
VI.5. Poutre de Libage.....112
VI.5.1.Calcul des armatures longitudinales.....113
VI.5.2.Vérification des contraintes à l'ELS.....114
VI.5.3.Vérification du cisaillement de la poutre de libage.....114
VI.5.4. Armatures transversales.....114
VI.5.5.Armatures de peau selon.....114
VI.6. Etude de voile périphérique :.....115
VI.6.1. Dimensionnement :.....115
VI.6.2. Détermination des sollicitations :.....116
VI.6.3. Méthode de calcul:.....116
VI.6.4. Calculdes moments:.....117
VI.6.4.1.Méthode des lignes de rupture :.....117

III.6.4.2. Calcul des moments : 117
VI.6.5. Calcul du ferraillage 118
VI.6.6. Vérification A l'E.l.S : 118
VI.6.7. Vérification de l'Espacement : 119
VI.6.8. Vérification de la flèche 119
VI.6.9. Vérification de l'effort tranchant : 119

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Dimensions du bloc……1

Tableau I.2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structurants

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison)…….…7

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison)…….....7

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux……...…7

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant corps creux……8

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines…….....8

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines……....8

Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étage du structure……..9

Tableau II.8. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires…….10

Tableau II.9. Calcul de l'effort Nadm……..12

Tableau II.10. Détermination des charges d'exploitations……...14

Tableau II.11. Détermination des charges permanentes de chaque niveau……...14

Tableau II.12. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau…….…15

Tableau II.13. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003……..15

Tableau II.14. Vérification aux zones nodales ……16

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1. Combinaison des charges de L'acrotère…….…19

Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS……20

Tableau III.3. Les données.……..20

Tableau III.4. Ferraillage de l'acrotère.……20

Tableau III.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)……..21

Tableau III.6: vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant…….24

Tableau III.7. Evaluation des charges et surcharges…….25

Tableau III.8. Sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELU)…….……...26

Tableau III.9. Sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELS)……..…….27

Tableau III.10. Récapitulation des efforts internes……...27

Tableau III.11. Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant……..28

Tableau III.12. Détermination des sections d'acier des poutrelles……...28

Tableau III.13. Détermination des Armatures transversales des poutrelles……..29

Tableau III.14 : Vérification à l'E.L. S…….....29

Tableau III.15. Récapitulation des résultats de la flèche de poutrelle.……30

Tableau III.16. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier ……...33

Tableau III.17. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier ……..…33

Tableau III.18. Combinaison des charges de l'escalier ……..…....34

Tableau III.19. Résultats des moments et des efforts tranchants d'escalier à l'ELUet l'ELS...34

Tableau.III.20. Résultats de calcule d'escalier…….34

Tableau.III.21. Les données des ferraillages d'escalier …….……...…35

Tableau.III.22. Calcul des sections d'armatures longitudinales d'escalier……..…..…35

Tableau.III.23. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes d'escalier…….…..35

Tableau.III.24. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes d'escalier……...…35

Tableau III.25: Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant…….…36

Tableau III.26. Vérification des contraintes d'escalier à ELS …….…36

Tableau III.27. Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier……..…37

Tableau III.28. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS……..…39

Tableau III.29. Calcul des sections d'armatures de la poutre palière……...…39

Tableau III.30. Sections d'armatures choisies de la poutre palière……..…….……39

Tableau III.31. Vérification à l'ELS de la poutre palière……...……..39

Tableau III.32: Vérification de l'effort tranchant …….40

Tableau III.33. Détermination des Armatures transversales…….40
Tableau III.34. Evaluations des sollicitations……...42
Tableau III.35. Les Travaille interne et externe ……..……..42
Tableau III.36. Les efforts internes…….…….43
Tableau III.37. Les Travaille interne et externe ……..…..43
Tableau III.38. Les efforts internes……...44
Tableau III.39. Résultats de ferraillage à ELU……44
Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'ELS……..45
Tableau III.41. Récapitulation des résultats de la flèche …….……46
Tableau III.42. Évaluation des charges permanentes……..……..47
Tableau III.43. Poids de la machine……..48
Tableau III.44. Détermination des charges de la dalle……..…48
Tableau III.45. Les Travaille interne et externe ……...49
Tableau III.46. Les efforts internes……...49
Tableau III.47. Résultats de ferraillage ELU……..……..….49
Tableau III.48. Vérification des contraintes à l'ELS…….…..50

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Calcule le centre de masse et le centre de torsion Sans voiles……..…59
Tableau IV.2. Calcule le centre de masse et le centre de torsion avec voiles……...…60
Tableau IV.3. Calcule d'excentricité théorique……61
Tableau IV.4. Calcule d'excentricité totale……..……62
Tableau IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X ……...…...…61
Tableau IV.6. Justification du coefficient de comportement R suivant Y……..…66
Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q de la structure……..……...…67
Tableau IV.8. Le comportement des trois premiers modes……..……68

Tableau IV.9. Vérification de participation massique**.**……..……69

Tableau IV.10. Calcul de la force sismique……..……71

Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……71

Tableau IV.12. Calcul du moment de renversement etla force sismique selon la hauteur…...73

Tableau IV.13. Calcul du moment stabilisant.…….……74

Tableau IV.14. Vérification de stabilisation.……...……75

Tableau IV.15. Vérification déplacement en tête…….……75

Tableau IV.16. Vérification les déplacements inter étages Sens X……..……76

Tableau IV.17. Vérification les déplacements inter étages sens y……77

Tableau IV.18. Vérification du cisaillement des éléments.…….…..…78

Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal réduit à la base……...…79

Tableau VI.20 : Vérification de cisaillement des voiles.…….…..…80

Tableau IV.21. Vérification l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y)…….…..81

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1. Les données de calcul……..……..…….…84

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres ……85

Tableau V.3. Vérification des poutres selon RPA2003 et CBA93…… ..……...…86

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS ……..……. ...…86

Tableau V.5. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres…….....87

Tableau V.6. Calcul des armatures transversales et leur espacement ……..……87

Tableau V.7. Vérification de la flèche des poutres.……...…...…88

Tableau V.8. Valeurs de coefficient α…….....…90

Tableau V.9. Ferraillage longitudinal des longrines.……..… ;;…….……91

Tableau V.10. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……..……92

Tableau V.11. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU…….……94

Tableau V.12. Ferraillages longitudinaux des poteaux……....……95

Tableau V.13. Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service…..…...…96

Tableau V.14. Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux.…….…...…97

Tableau V.15. Les armatures transversales et leurs espacements.……...…….……98

Tableau V.16. Les données de calcul.……...……99

Tableau V.17. La section calculée d'armatures verticales des voiles……100

Tableau V.18. La section choisie d'armatures des voiles……...……100

Tableau V.19. Vérification des contraintes normales des voiles……101

Tableau V.20. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles……...……101

Table V.21. Les armatures horizontales des voiles……..…..…..101

Tableau V.22. Diamètre des armatures transversales …….…...…102

Tableau V.23.Choix de la méthode de calcul.……...…..106

Tableau V.24. La section choisie et calculée d'armatures des linteaux…….106

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.…….……110

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……..……..……111

TableauVI.3. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes.…….……112

Tableau VI.4. Dimensionnement de la poutre de libage.……...……113

TableauVI.5.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.……...……113

Tableau VI.1.Détermination des sollicitations de la poutre de libage.……..…..……113

TableauVI.7.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU…...…..…113

TableauVI.8. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS..…114

TableauVI.9. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.……...…114

Tableau VI.10. Les Travaille interne et externe…….…….117

Tableau VI.11. Les efforts internes…….……117

Tableau VI.12. Ferraillage du mur de soutènement.…….……..……118

Tableau VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS.…….…...……118

Liste des Figures

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structurants

Figure II.1: Coupe du à corps creux plancher…….....6

Figure II.2. Dimensionnement des poutres principales et secondaires……10

Figure II.3. Le poteau le plus sollicité (C - 3)……..13

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. L'acrotère……..19

Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère……19

Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère……21

Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression…….23

Figure III.5. Poutrelles à 01 travée……26

Figure III.6. Poutrelles à 02 travées……..26

Figure III.7. Poutrelles à 03 travées…….….26

Figure III.8. Poutrelles à 03 travées…….….26

Figure III.9. Poutrelles à 03 travée……26

Figure III.10. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages……...…..27

Figure III.11. Ferraillage des poutrelles……31

Figure III.12. Représentation d'un escalier……...……32

Figure III.13. Schéma de l'escalier……..……32

Figure III.14. Schéma statique de l'escalier……..32

Figure III.15. Schéma statique d'escalier à ELU et à ELS……...…34

Figure III.16. Dimensionnement de la poutre palière.……...…37

Figure III.17. Diagramme de moment (ELU et ELS)…….…38

Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant (ELU)……38

Figure III.19. Dalle pleine triangulaire reposant sur 3 appuis (type 1)……42

Figure III.20. Dalle pleine triangulaire reposant sur 4 appuis (type 2)……43

Figure III.21. Dimensions de la dalle machine…….47

Figure.III.22. Poids appliqués sur la dalle machine.……48

Figure.III.23. Vérification de non poinçonnement.……..…51

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Inerties des voiles et des poteaux……55

Figure IV.2. La disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol)……..……..56

Figure IV.3. 1^{ér} disposition des voiles……..……56

Figure IV.4. 2^{éme} disposition des voiles……57

Figure IV.5. 3^{éme} disposition des voiles……57

Figure IV.6. 4^{éme} disposition des voiles……58

Figure IV.7. 5^{éme}disposition des voiles (disposition finale)……..…58

Figure IV.8. La disposition du centre de masse et centre de torsion……59

Figure IV.9. La disposition du centre de masse et centre de torsion……60

Figure IV.10. Spectre de réponse (X) et (Y)…….……67

Figure IV.11. Le comportement des trois premiers modes……...……69

Figure IV.12. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.…….……..72

Figure IV.13. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage……..…72

Figure IV.14. Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X.Y)……..….74

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales 01 et 02 (30x45)…….89

Figure V.2. Disposition des armatures des poutres secondaires 01 et 02 (30x40)……..…...89

Figure V. 3. Disposition des armatures des chinages (30x30)…….……90

Figure V.4. Disposition des armatures des Longrines (30x30)……92

Figure V.5. Définition de la zone nodale dans les poteaux.…….……93

Figure V.6.Disposition des armatures dans les poteaux……...…….……97

Figure V.7. Disposition des voiles……..…..…98

Figure V.8. Les armatures transversales et les épingles des voiles.……...……102

Figure V.9. Disposition des armatures dans les voiles (20x400)…… ;…103
Figure V.10. Disposition des armatures dans les voiles (20x540)……103
Figure V.11. Disposition des armatures dans les voiles (20x330)……103
Figure V.12. Disposition des armatures dans les voiles (20x290)……103
Figure V.13. Disposition des armatures dans les voiles (220x150)……..……104
Figure V.14. Disposition des armaturesdans les voiles (20x120)……..…104
Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles (20x270)……104
Figure V.16. Disposition des armatures dans les voiles (20x255)……104
Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles (20x490)……104
Figure V.18. Le ferraillage du linteau.……..……105
Figure V.19. Armatures de linteaux.……..…105
Figure V.20. Les linteaux …….……106
Figure V.21. Disposition des armatures dans Les linteaux……..……107

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Figure VI.1.Les efforts a la base dans la structure…….…...109
Figure VI.2**.** Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.……...…110
Figure VI.3**.** Schéma présenté les semelles filantes.……..……112
Figure VI.4: Ferraillage de la poutre de libage…….....115
Figure VI.5. Mur de soutènement. …….…….…..116
Figure VI.6. Les dimensions du panneau le plus sollicité…….……116
Figure VI.7. Les lignes de ruptures dans le panneau……..……117

Notations

Majuscules romaines

A: Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$Amax, Amin$: Section d'acier maximale et minimale.

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

At: Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

Ac: Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).

AD: Section d'armatures diagonales.

B: Aire du béton.

Br: Section réduite du béton d'un poteau.

Bt: Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

ELS: Etat Limite de Service.

ELU: Etat Limite Ultime.

Ev: Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I: Moment d'inertie.

Ie: Moment d'inertie équivalent.

M: Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu: Moment fléchissant à l'ELU.

$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.

N: Effort normal.

$Nser$: Effort normal à l'ELS service.

Nu: Effort normal à l'ELU.

Tu: Effort tranchant à l'ELU.

G: Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation.

E: Charge sismique.

W: poids.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b: Largeur de la section du béton.

$b0$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

$c,'$: Enrobage supérieur et inférieur.

d: Hauteur utile d'une section.

f: Flèche.

fcj: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

$fc28$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

ftj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

$ft28$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i: Rayon de giration.

lf: Longueur de flambement,

St: Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv: Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

Minuscules grecques

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ: Rapport de deux dimensions

ζ: Contrainte normale.

η: Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études que nous présentons est la dernière étape de notre formation À l'Université des Médéa.

Il vise à appliquer toutes les connaissances acquises dans les années passées ; C'est un vrai projet dans le domaine du génie civil.

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin

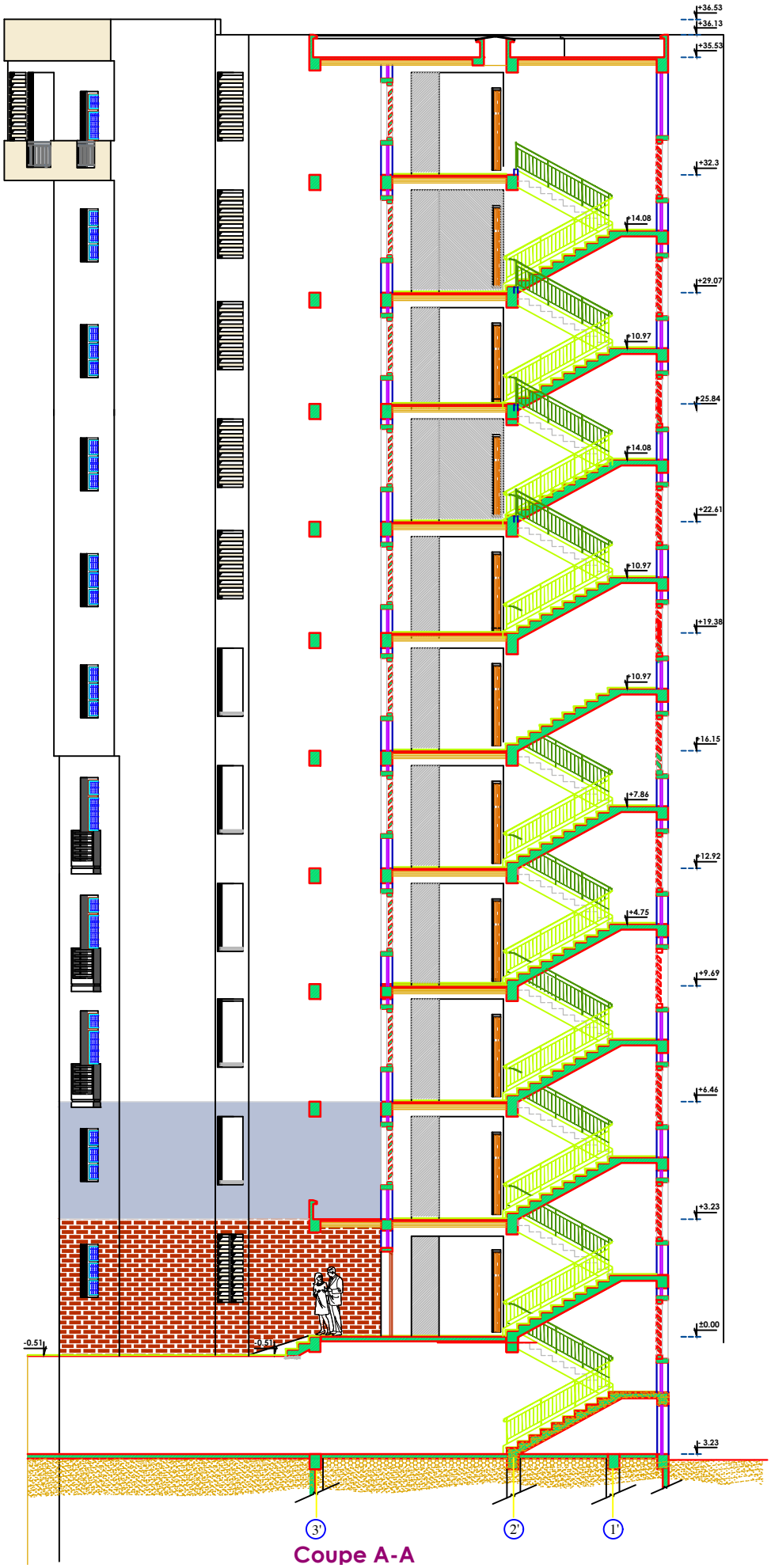
D'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

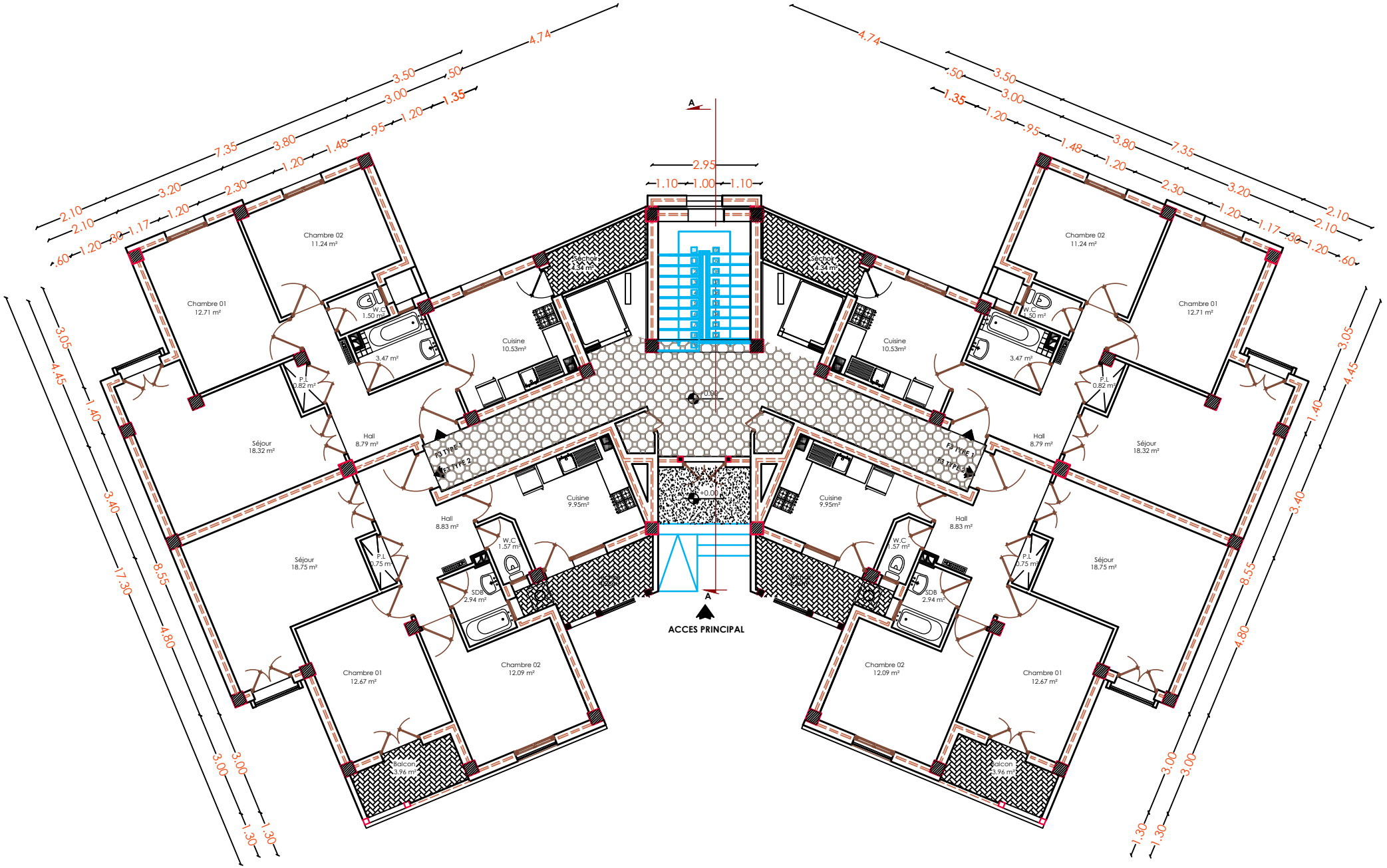
Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

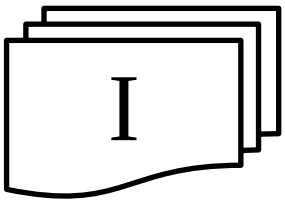
1) Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ;
2) Pré dimensionnement des éléments structuraux ;
3) Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine, dalle machine) ;
4) Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (SAP2000) ;
5) Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure ;
6) Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure ;
7) Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.


+36.53
+36.13
+35.53
+32.3
+29.07
+25.84
+22.61
+19.38
+16.15
+12.92
+9.69
+6.46
+3.23
±0.00
-0.51
-3.23


+36.53
+36.13
+35.53
+32.3
14.08
+29.07
10.97
+25.84
14.08
+22.61
10.97
+19.38
10.97
+16.15
+7.86
+12.92
+4.75
+9.69
+6.46
+3.23
±0.00
-0.51
-0.51
3.23
3'
2'
1'

Coupe A-A


A
2.95
1.10
1.00
1.10
Chambre 02
11.24 m²
Chambre 01
12.71 m²
W.C
1.50 m²
3.47 m²
P.L
0.82 m²
Séjour
18.32 m²
Hall
8.79 m²
Cuisine
10.53m²
Secteur 1
4.34 m²
F3 TYPE 1
F3 TYPE 2
+0.00
Cuisine
9.95m²
Hall
8.83 m²
W.C
1.57 m²
SDB
2.94 m²
P.L
0.75 m²
Séjour
18.75 m²
Chambre 01
12.67 m²
Chambre 02
12.09 m²
Balcon
3.96 m²
ACCES PRINCIPAL
4.74
.50
3.50
3.00
1.35
1.20
.95
1.48
3.80
7.35
2.10
3.20
2.30
1.17
.30
.60
3.05
4.45
1.40
3.40
8.55
4.80
17.30
1.30

CHAPITRE 

Présentation de l’ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet d'étude est un calcul d'un Bâtiment en Sous-sol + RDC+10 étages, à usage multiple (commerce, habitation et dépôt), L'ouvrage sera implanté à Commune d'Alger classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III).

Le système de contreventement est assuré par des voiles.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de béton armé « **CBA 93** ».
- Le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation **DTR** ».
- Le règlement parasismique « **RPA99version2003** ».

I.2. Caractéristiques géométriques del'ouvrage :

Tableau I.1. Dimensions du bloc

Dimensions en plan	Dimensions en élévation	
Longueur : 31,65m Largeur :24,25m	Hauteur de Sous-sol Hauteur de RDC Hauteur de l'étage courant Hauteur total du bâtiment	h_s = 3.23m h_r = 3.23m h = 3.23m h_t =38.76m

L = 31.65 ≥ 30 m, (Alger) donc nésites de prévoir une étude thermique

I.3. Structure de l'ouvrage :

I.3.1. Système de contreventement :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicité par deux efforts :

1- Les efforts verticaux durent au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Lorsque la hauteur dépassé 8m, le RPA99V2003 préconise un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

I.3.2. Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux disent « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers :

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieurs.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6. Escaliers :

Sont des éléments secondaires dans la structure servent àfaciliter le déplacement vertical entre les étages.

Pour notre cas, on a 01 types d'escaliers :

- Escalier droite à deux volées.

I.3.7. Ascenseur :

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

I.3.8. Balcon :

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

I.3.9. Infrastructure :

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

Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.4.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable et gravier) avec du ciment et de l'eau. Il est caractérisé de point de vue, par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

I.4.1.a. Caractéristiques du béton :

- Facile à le fabriquer et à sa mise en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I.4.1.b. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis 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.

I.4.1.c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm
- Gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8,8/15 et 15/25).

I.4.1.d. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le béton.

I.4.2. Béton armé :

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

I.4.3. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très

considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.4.3.a. Type d'Acier :

Les aciers sont utilisés dans le béton comme des armatures longitudinales et transversales et on utilise généralement les barres à haute adhérence :

Tableau I.2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	HA≥8	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0≤ Ø≤6	520

I.4.3.b Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**[Art A.2.2.1]**

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s=2.10^5$ MPa.

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

f_{c28} = 25MPa

f_{t28} = 0,6+0,06 f_{c28} = 2,1MPa

E_{i28} = 32164.2MPa

E_{v28} = 1/3 E_{i28} = 10721.4MPa

$$\begin{cases}\sigma_{bc} = 14.2\text{MPa} & \text{Situation durable.}\\ \sigma_{bc} = 18.5\text{MPa} & \text{Situation accidentale.}\end{cases}$$

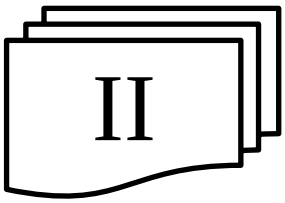
$$\begin{cases}\tau_u = 3.33\text{MPa} & \text{Fissuration peu nuisible.}\\ \tau_u = 2.5\text{MPa} & \text{Fissuration préjudiciable ou trés préjudiciable.}\end{cases}$$

σ_{bc} = 15 MPa

*f*eE400, *f*e=400MPa Pour les armatures longitudinales.

*f*eE235, *f*e= 235MPa Pour les armatures transversales.

σ_s = 201.63MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.

CHAPITRE  II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés aprèsla vérification dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

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

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan,

Ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ➢ Plancher corps creux.
- ➢ Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \end{cases} \quad (h_t = d + e)$$

Avec :

L_{max} : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

d: hauteur du corps ceux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

Donc, On a : L_{max}= 500 cm :

500/25=20cm ≤ ht ≤ 500/20=25cm

$h_t \geq$ 500/22.5= 22.22cm Donc : **h_t= 24 cm**

On prend donc : h_t= 24 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (20+4) telle que :

h_t = (d+e) ⟷ ht = (20+4) avec : d=20cm et e=4cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier que : $h_t \geq$16cm

On a : h_t=24cm ≥ 16cm …….. CV

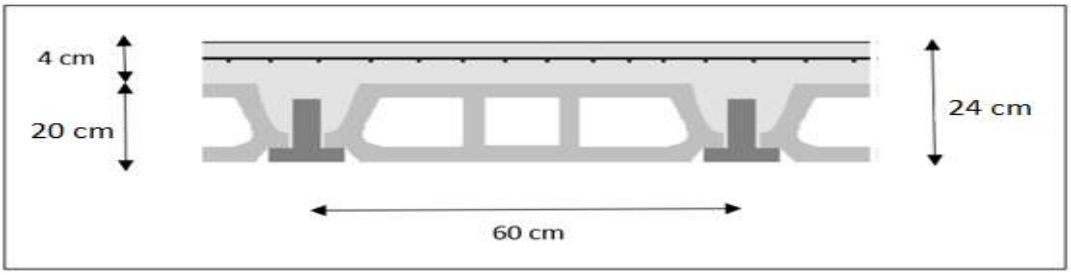


Figure II.1: Coupe du plancher àcorps creux

II.2.2. Dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

II.2.2.a. Critère de résistance :

Dalle reposant sur 4 ou 5appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e_P \leq \frac{L_x}{40}$

Avec : e_P: épaisseur de la dalle.

L_x : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L_x= 3.45 m.

$\frac{345}{45}$ = 7.67 cm ≤ **ép.** ≤$\frac{345}{40}$ = 8.63 cm

II.2.2.b. Sécurité contre l'incendie :

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

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

Condition d'isolation acoustique : ep =15 cm.

Donc : Pour la dalle pleine on adoptera : **ep = 15cm**.

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

II.3.A. Charges permanentes :

II.3. A.1. Maçonnerie :

II.3. A.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).

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

II.3. A.1.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	L'âme d'air	0,10	-	-
4	Brique creuse	0,10	90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**

III.3. A.2. Plancher à corps creux :

II.3. A.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (20+4)	0,20+0,04	-	3,30
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL				**6,90**

II.3. A.2.2. Plancher courant :

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

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (20+4)	0,20+0,04	-	3,30
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison légères	0,10	-	1,62
TOTAL				**6,46**

II.3. A.3. Plancher à dalles plaines :

II.3.A.3.1 Plancher Terrasse inaccessible :

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**7.35**

II.3. A.3.2. Planchers étages courants :

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Murs doubles cloison	0,10	-	1,62
TOTAL				**6.91**

II.3.B. Charges d'exploitation :

Tableau II.7. Charges d'exploitations du chaque étage du structure

Usage	Q (KN/m^2)
Inaccessible	**1**
Habitation	**1.5**
Commerce	**5**
Dépôt	**3.5**
Escalier	**2.5**

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

- Règle de CBA 93 : $\begin{cases} \frac{L_{max}}{20} \leq h \leq \frac{L_{max}}{16} \\ 0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h \end{cases}$

Avec :

L_{max} : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone (III) sont :**[Art 7.5.1]**

- ✓ h ≥ 30cm.
- ✓ b ≥ 20cm.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$
- ✓ Condition de rigidité $(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16})$

Nous choisissons :

- ✓ Le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.
- ✓ Les poutrelles des planchers à corps creux sont (parallèles à (X-X).

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires :

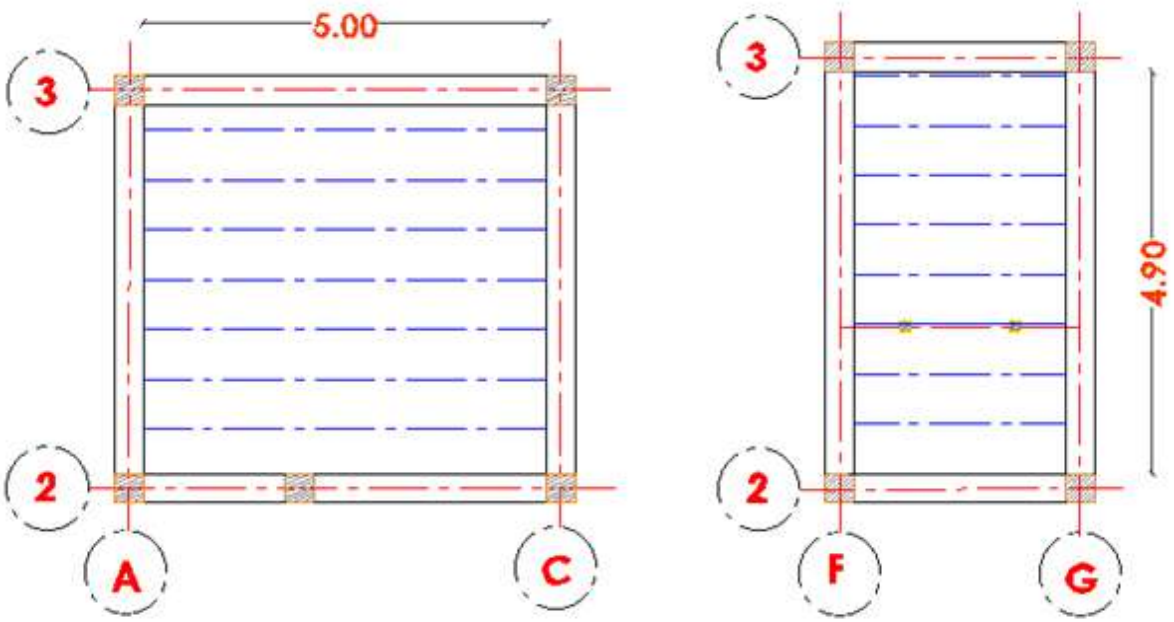


Figure II.2. Dimensionnement des poutres principales et secondaires

Tableau II.8. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires

	Axes (2-3)	Axes (A – C)
Règles deCBA 93 $L_{max}/20 \leq h \leq L_{max}/16$ $0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h$	L_{max} = 490 cm 24,50 cm ≤ h ≤ 30,63 cm on adopte : **h = 35 cm** 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm on adopte : **b = 30 cm**	L_{max} = 500 cm 25 cm ≤ h ≤ 31.25 cm on adopte : **h = 30 cm** 10.50 cm ≤ b ≤ 21.86 cm on adopte : **b = 30cm**
Vérification selon le RPA2003 h ≥ 30cm b ≥ 20cm $\frac{h}{b} \leq 4$	h = 35 cm ≥30cm b= 30 cm ≥ 20cm $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1{,}17 \leq 4$	h =30cm ≥30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=30/30=1 ≤ 4
	conditions vérifiées	conditions vérifiées
Condition de Rigidité $(\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16})$	h/L_{max} = 0.071 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$	h/L_{max} = 0.060 1/16 = 0.0625 $h/L_{max} \geq 1/16$
	condition vérifiée	condition vérifiée

Conclusion :

D'après les règles de CBA93, les Vérifications selon le RPA2003 et la condition de rigidité on prendre les sections de poutres principales et secondaires suivantes :

- Poutres Principales:(30x35) cm^2**b=30 cm, h=35cm.**
- Poutres Secondaires : (30x30) cm^2**b=30cm, h=30cm**.

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

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

Pour dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime :

(Nu=1,35G+1,5Q),

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.**[Art B.8.1.1]**

Donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu=1.1Nu).

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003. **[Art 7.4.1]**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 30\ \text{cm} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \quad \textbf{(Zone III)} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

Selon le CBA93 **[Art B.8.4.1]** on doit effectuer la vérification suivante : $\mathbf{N_u \leq N_{adm}}$

$$N_u \leq \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\,\gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \alpha$$

Avec :

- ✓ **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul => A=B/1000.
- ✓ **Br** : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. **« Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».**
- ✓ γ_b**=1.5**coefficients de sécurité du béton (situation durable).

- ✓ γ_s **=1.15**coefficients de sécurité de l'acier (situation durable).
- ✓ f_{c28}=25MPa, f_e=400MPa } résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ✓ **α** : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2$ pour $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6 (50/ \lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$\lambda = L_f / i$ et $i = b/\sqrt{12}$ pour la section rectangulaire.

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique. L_f : Longueur de flambement.

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement Lf comme suit :

- ❖ 0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
- ❖ Soit encastré dans un massif de fondation ;
- ❖ Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- ❖ L0 : dans les autres cas.

Dans ce projet on a : $L_f = 0.7 * L_0$. L_0= 3.23 m Donc : **L_f= 2.261m**

II.5.3. Calcul de l'effort N_{adm} :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprisent par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

Tableau II.9. Calcul de l'effort Nadm

niveau	Dimension (cm^2)	B_r (cm^2)	L_o (m)	L_f (m)	i (m)	Λ	B (cm^2)	A_s (cm^2)	N_{adm}
10,9,8	30x30	784	3.23	2.261	0.087	26.11	900	0.9	1134.437
7,6,5	35x35	1089	3.23	2.261	0.101	22.38	1225	1.225	1618.089
4,3,2	40x40	1444	3.23	2.261	0.115	19.58	1600	1.600	2183.580
1,RDC S-S	45x45	1849	3.23	2.261	0.130	17.41	2025	2.025	2830.344

II.5.4. Le choix de poteau le plus sollicité (C - 3) :

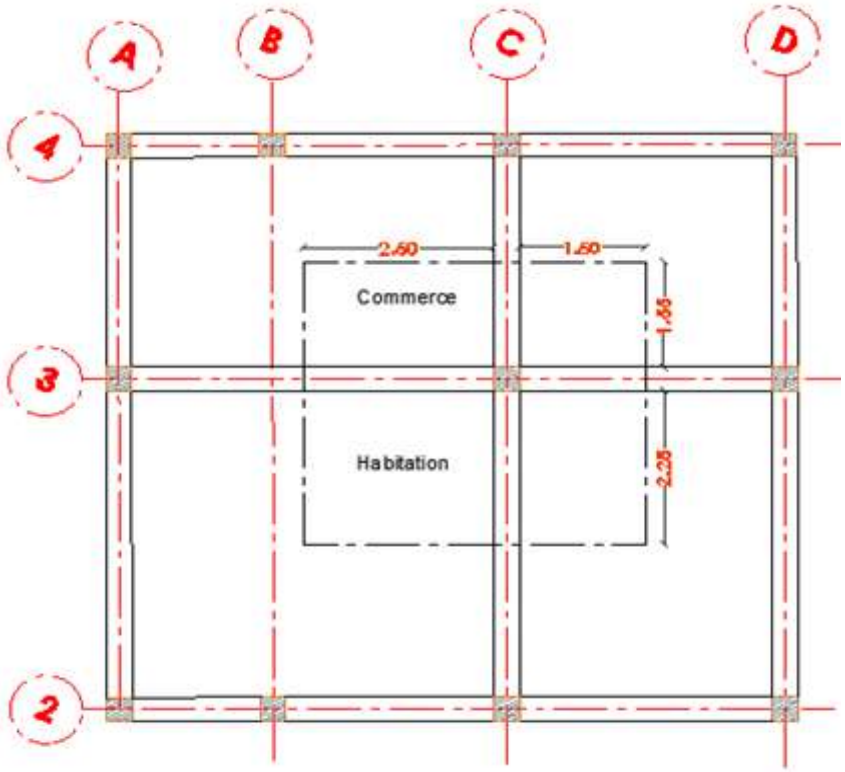


Figure II.3. Le poteau le plus sollicité (C - 3)

- ✓ La surface du plancher supporter par le poteau : St

S_t = (2.50 + 1.50 + 0.30) * (1.55 + 2.25 + 0.3) **S_t =17.63m^2**

- ✓ La surface complète : S_p

S_p = (2.50 + 1.50) * (1.55 + 2.25) **S_p = 15.20 m^2**

II.5.5. Descente des charges : **[Art 6.3]**

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitationreprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.5.a Surcharges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.Voir**annexe 1.**

Tableau II.10. Détermination des charges d'exploitations

niveau	Q (KN/m^2)	S_t (m2)	Q (KN)		(3+n)/2*n	Q cum (KN)
10em	1	17.630	Q_0	17.630	/	17.630
9em	1,5		Q_1	26.445	1	44.075
8em	1,5		Q_2	26.445	0,95	67.876
7em	1,5		Q_3	26.445	0,90	89.032
6em	1,5		Q_4	26.445	0,85	107.543
5em	1,5		Q_5	26.445	0,80	123.410
4em	1,5		Q_6	26.445	0,75	136.633
3em	1,5		Q_7	26.445	0,714	149.855
2em	1,5		Q_8	26.445	0,688	163.078
1er	1,5		Q_9	26.445	0,667	176.300
RDC	1,5		Q_{10}	26.445	0,650	189.523
S sol	1,5 / 5		Q_{11}	26.445	0,636	219.026

II.5.5.b. Détermination des charges permanentes :

Tableau II.11. Détermination des charges permanentes de chaque niveau.

Niveau	Gplancher (KN)	G pot (KN)	Gpp (KN)	Gps (KN)	G (KN)	Gcum (KN)
10	104.880	7.268	12.825	10.500	135.473	135.473
9	98.192	7.268	12.825	10.500	128.785	264.257
8	98.192	7.268	12.825	10.500	128.785	393.042
7	98.192	9.890	12.825	10.500	131.409	524.450
6	98.192	9.890	12.825	10.500	131.409	655.859
5	98.192	9.890	12.825	10.500	131.409	787.268
4	98.192	12.92	12.825	10.500	134.437	921.705
3	98.192	12.92	12.825	10.500	134.437	1056.142
2	98.192	12.92	12.825	10.500	134.437	1190.579
1	98.192	16.352	12.825	10.500	137.869	1328.448
RDC	98.192	16.352	12.825	10.500	137.869	1466.317
SS	98.192	16.352	12.825	10.500	137.869	1604.186

Tableau II.12. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.

Niveau	Gcum (KN)	Qcum (KN)	NU (KN)	1,1*NU (KN)	NU (KN)	vérification
Terrasse	135.473	17.630	209.333	203.266	1134.438	cv
9	264.257	44.075	422.859	465.145	1134.438	cv
8	393.042	67.876	632.419	695.661	1134.438	cv
7	524.450	89.032	841.555	925.711	1618.089	cv
6	655.859	107.543	1046.724	1151.397	1618.089	cv
5	787.268	787.268	1247.927	1372.720	1618.089	cv
4	921.705	136.633	1449.251	1594.176	2183.581	cv
3	1056.142	149.855	1650.574	1815.632	2183.581	cv
2	1190.579	163.078	1851.898	2037.088	2183.581	cv
1	1328.448	176.300	2057.855	2263.640	2830.345	cv
RDC	1466.317	189.523	2263.812	2490.193	2830.345	cv
SS	1604.186	219.026	2494.190	2743.609	2830.345	cv

II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003 :[Art 7.4.1]

D'après le RPA99V2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \textbf{(Zone III)}$$

Tableau II.13. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003

Niveau	Application des conditions	Vérification
10+9+8	Min (30,30) = 30cm ≥ 30cm	Vérifiée
	Min (30,30) = 30cm ≥ $\frac{2.78}{20}$ = 13.90cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$	Vérifiée
7+6+5	Min (35,35) = 35cm ≥ 30cm	Vérifiée
	Min (35,35) = 35cm ≥ $\frac{2.78}{20}$ = 13.90cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	Vérifiée

4+3+2	Min (40,40) = 40cm $\geq$ 30cm Min (40,40) = 40cm $\geq \frac{2.78}{20}$ = 13.90cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
1+ RDC + S-S	Min (45,45) = 45cm $\geq$ 30cm Min (45,45) = 45cm $\geq \frac{2.78}{20}$ = 13.90cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée

II.5.7. Vérification aux zones nodales : [Art 7.5.1]

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

$d \leq \max(b_1/2, h_1/2)$

Tableau II.14. Vérification aux zones nodales

niveau	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5\ h_1 + b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2$, $h_1/2$) (cm)	$d \leq$ max ($b_1/h_1/2$)
10 + 9 + 8	30	30	30	vérifiée	0.00	15.00	vérifiée
7 + 6 + 5	30	35	35	vérifiée	2.50	17.50	vérifiée
4 + 3 + 2	30	40	40	vérifiée	5.00	20.00	vérifiée
1 + RDC + S-S	30	45	45	vérifiée	7.50	22.50	vérifiée

II.6. Pré dimensionnement des voiles :[Art 7.7.1]

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L > 4a.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas on a :

h_e = 3,23 – 0.45 = 2.78m.

a ≥ Max (15 cm; he/25; he/22; he/20)

a ≥ Max (15 cm; 11.12cm; 12.64 cm; 13.90 cm)

a ≥15 cm

On adopt: a =15 cm.

II.7. Conclusion :

Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que le pré dimensionnements des éléments résistes sont :

- ✓ Le plancher : (20+4) cm
- ✓ Dalle pleine : (15) cm
- ✓ Les poutres principales :

  (30x35) cm : pour tous les étages (axe 2 - 3).
- ✓ Les poutres secondaires :

  (30x30) cm pour tous les étages(axes A - C)
- ✓ Les poteaux :

  (30x30) : 10 + 9 + 8 étages

  (35x35) : 7 + 6 + 5 étages

  (40x40):4 + 3 + 2 étages

  (45x45): 1 + RDC+S-S étages
- ✓ L'épaisseur du voile :

  ep : (15) cm.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires (non structuraux) sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse on de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant ; certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composant verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux disposions constructives du règlement parasismique.

Dans le présent chapitre ; on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- ✓ Les escaliers ;
- ✓ Les dalles plaines ;
- ✓ La dalle machine.

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

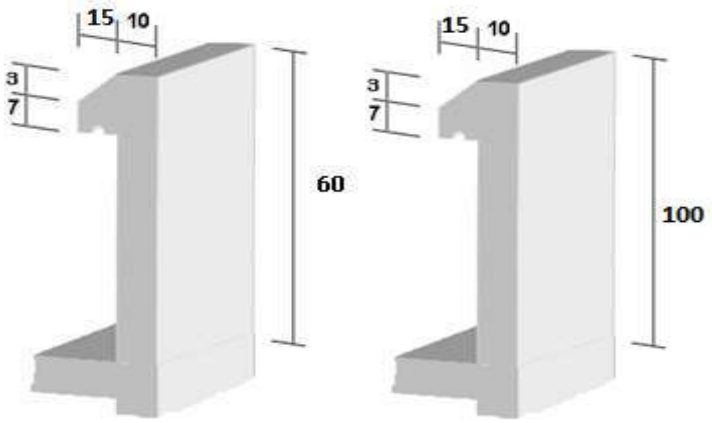


Figure III.1. L'acrotère

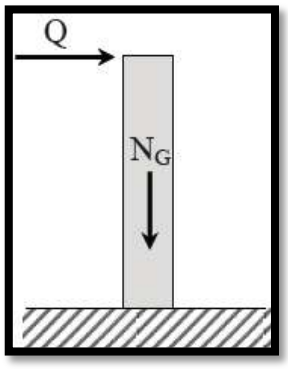


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, 60cm de hauteur et 100 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau.III.1. Combinaison des charges de L'acrotère.

Poids propre G (KN)	
G1= [(0.6 x 0.1) + (0.15 x 0.1)] x25	G1= 1.875KN
G2= [(1.0 x 0.1) + (0.15 x 0.1)] x25	G2= 2.875 KN
Surcharge d'exploitation Q (KN)	
Q = 1 KN	

Tableau III.2. Les efforts à l'ELU et l'ELS.

	L'E.L.U	L'E.L.S
Moment d'encastrement M_u (KN.m)	M_{u1} = 1,5×Q×h	M_{ser1} = Q×h
	M_{u1} = 0.9 , M_{u2} = 1.5	**M_{ser1} = 0.6 , M_{ser2} = 1**
L'effort normal N_u (KN)	N_{u1} =1,35×G	N_{ser1} = G
	N_{u1} = 2.53 , N_{u2} = 3.88	**N_{ser1} = 1.875 , N_{ser2} = 2.875**
L'effort tranchant T_u (KN)	T_{u1}=1,5Q	
	T_{u1} =T_{u2} = 1.5	

III.2.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10)cm^2 soumise à la flexionComposée et en situation durable.

Tableau III.3. Les données.

b=100cm	h=60cm	h=100cm	C_1=C_2 = 2.5cm	f_{c28}=25MPa	Fe=400MPa
σ_b=14.2MPa	σ_s =348MPa	μ_l = 0.392	L_0=h	L_f=2L_0=1.2m	L_f=2L_0=2.0m

III.2.4.1. A'E.L. U :

Tableau III.4. Ferraillage de l'acrotère.

Type d'acrotère (cm^2)	Sectionde calcul(cm^2)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_1 Choisie (cm^2)	A_2 Choisie (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	St (cm)	$St_{rép}$ (cm)
60x10	100x10	4.40	4.40	7HA10 = 5.5	7HA10 = 5.5	4HA8 = 2.01	15	15
100x10						7HA8 = 3.52		

III.2.4.2. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \\ \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

Fissuration préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e\,; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63 \qquad \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\ MPa$$

Tableau III.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)

Type d'acrotère(cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	vérification
60x10	0.34	2.16	2.64	15	201.63	Ok
100x10	0.56	3.63	4.37	15	201.63	Ok

Donc :

On adoptera les sections calculées à ELU

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02 \text{ MPa}$$

Et: $\bar{\tau} = \min\left[0,\ 15\frac{fc_{28}}{\gamma b}\ ;\ 4 \text{ MPa}\right] = 2{,}5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors: $\tau_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa}$ …….…….. CV

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

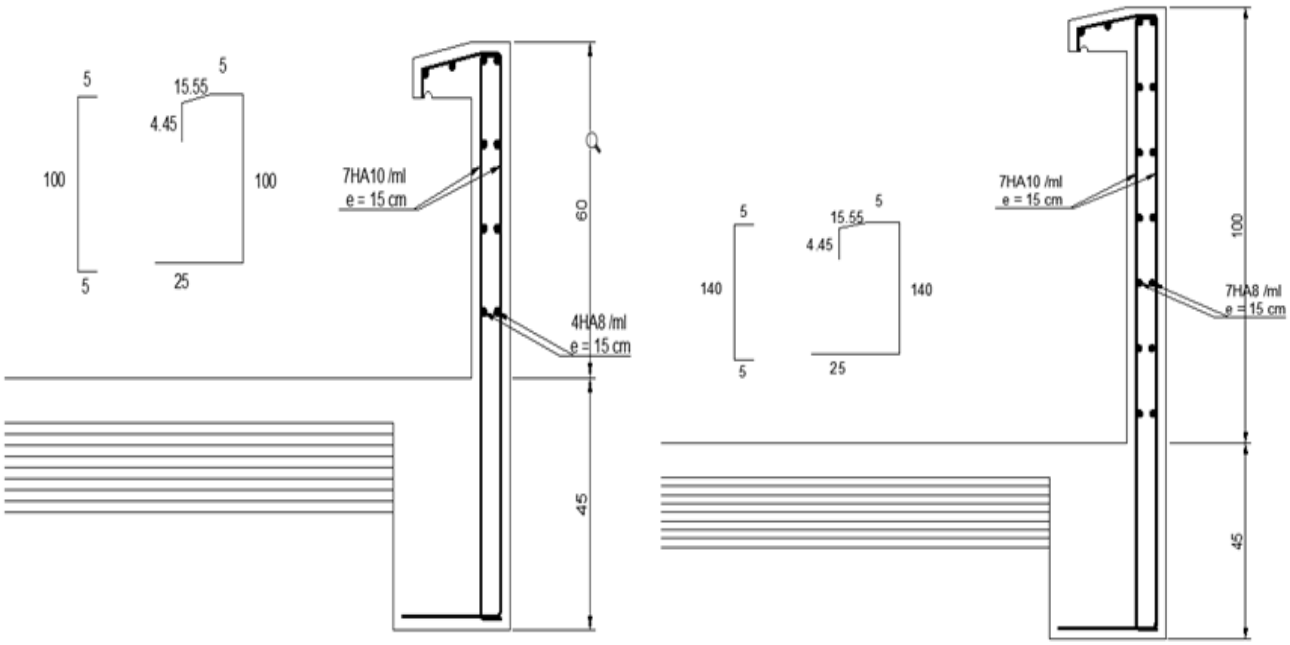


Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère.

III.3. Calcul des planchers :

Ce type de plancher de corps creux est très couramment utilisé, il est constitué de :

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60cmd'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- ✓ La dalle de compression.
- ✓ Les poutrelles

III.3.1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 60 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

$$A_t \geq 0.02\,L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

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

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

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

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

$$\text{On a: } L = 60\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46\text{cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98\text{cm}^2$ avec un éspacement de 20cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2 avec\ un\ éspacement\ de\ 20cm.$

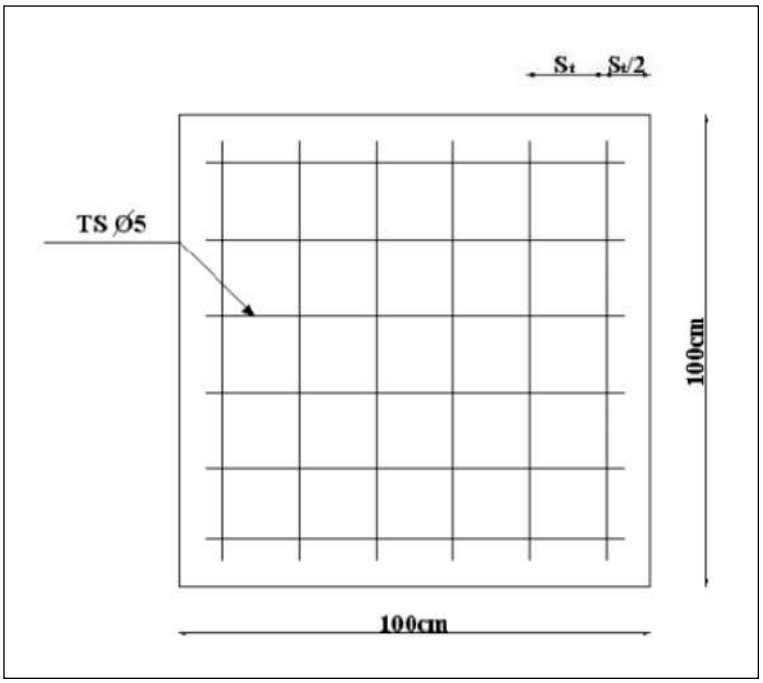


Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression

III.3.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- ✓ Une section en T : en travées.
- ✓ Une section rectangulaire : aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes :

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III.3.2.1. Calcul 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 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.

La méthode exposée en **annexe2** Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠ 0,

III.3.2.1.1. Calcul des étaiements :

Tableau III.6: vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant

étaiement	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	fc28 (MPA)	E v (MPA)	L (m)	I (mm^4)	Fmax (cm)	F barr (cm)	F<F (bar)
0	0.72	2.65	25	10721.400	5300	640000	107.806	1.560	cnv
1	0.72	1.325	25	10721.400	2650	640000	6.738	0.530	cnv
2	0.72	1.00	25	10721.400	1766.67	640000	1.331	0.353	cnv
3	0.72	1.00	25	10721.400	1325	640000	0.421	0.265	cnv
4	0.72	1.00	25	10721.400	1060	640000	0.172	0.212	cv

Commentaire :

D'après la vérification, il faut prévoir 4 étaiements le long de la travée espacée de 106 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.2.2. Calcul après coulage :

Dans cette étape, La poutrelle travaille comme une poutre continue en T encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

III.3.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

- $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- $P_S = G + Q$

Tableau III.7. Evaluation des charges et surcharges

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m)	P_S (KN/m)
terrasse inaccessible	6.90 x 0.60 = 4.14	1x 0.60 = 0.60	7.089	4.740
E. courant d'habitation	6.46 x 0.60 = 3.876	1.5 x 0.60 = 0.90	7.483	4.776

On utilisé le cas le plus défavorable, Etage courant d'habitation.

III.3.2.2.2. Calcul des efforts internes :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicablevoir **annexe 3** :

- $Q = 5KN/m^2 \leq$ Max [2 G = 2 x 6.46 = 12.92 KN/M^2 et 5 KN/m^2] = 12.92 KN/m^2…. …. CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées. ……. CV

- La fissuration est peu nuisible ……..... CV

- $0.8 < L_i / L_{i+1} = 1 < 1.25$ ……..……...…… CNV

Remarque :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appel à la méthode de Caquot.

Voir **annexe 4**

Type 01 :(Poutrelles à 01 travée)



Figure III.5. Poutrelles à 01 travée

Type 02 :(Poutrelles à 02 travées)

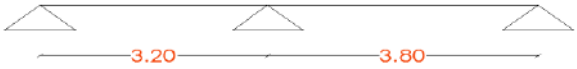


Figure III.6. Poutrelles à 02 travées

Type 03 :(Poutrelles à 03 travées)



Figure III.7. Poutrelles à 03 travées

Type 04 :(Poutrelles à 03 travées)

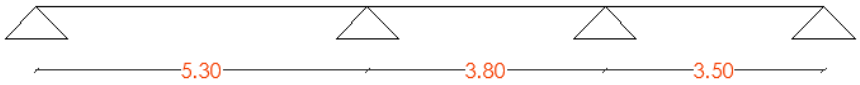


Figure III.8. Poutrelles à 03 travées

Type05 :(Poutrelles à 03 travées)

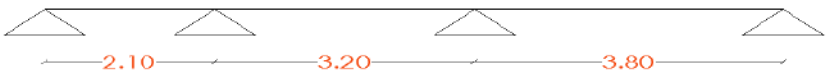


Figure III.9. Poutrelles à 03 travée

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau III.8. Sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELU)

travées	qu (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	Te (KN)
AB	6.583	5.30	5.30	23.113	4.623	16.99	12.176	-14.24	20.650
BC	6.583	3.80	3.04	11.882	16.99	8.404	0.512	-15.24	9.78
CD	6.583	3.50	3.50	10.079	8.404	2.016	5.632	-13.49	9.63

Tableau III.9. Sollicitations dans la poutrelle à 03 travées (ELS)

travées	q ser (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	4.776	5.30	5.30	16.770	3.354	12.330	8.832
BC	4.776	3.80	3.04	8.621	12.330	6.097	0.368
CD	4.776	3.50	3.50	7.313	6.097	1.463	4.088

III.3.2.2.3. Calcul du ferraillage :

Comme les efforts des différents types de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

Tableau III.10. Récapitulation des efforts internes

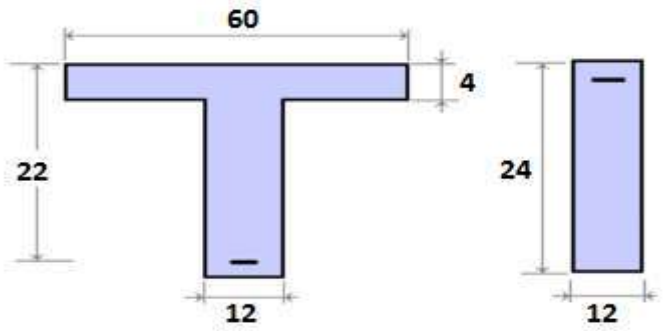
	ELU			**ELS**	
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	T^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)
sollicitations	12.176	-16.99	20.65	8.832	-12.330
Référence	Type 04	Type 04	Type 04	Type 04	Type 04

A) Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple voir**annexe 5 :**

--- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

--- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :



En travée (à gauche) ; En appui (à droite)

Figure III.10. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

a. Ferraillage en travées :

M_t= 12.176 KN.m, σ_b = 14,2 MPa , h_0= 40mm , d= 220mm.

Position de l'axe neutre: $M_0=\overline{\sigma}_b .h_0.b. (d-\frac{h_0}{2}) =68.16$ KN.m

M_0=68.16 KN.m > M_t= 12.176 KN.m

L'axe neutre passe par la table de compression ; donc le calcul d'armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire

(b*h) = (60*24) cm^2

b. Ferraillage en appuis :M_{ua} = -16.99 KN.m

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferraillage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire

(b*h) = (12*24) cm^2.

Tableau III.11. Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant

Longueur		M travée	Atendu	Acompr	M appui	Atendu	Acompr
[m]		[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
5.30		12.176	1.62	0.00	-16.99	2.89	0.00

Tableau III.12. Détermination des sections d'acier des poutrelles.

Condition de non fragilite			Section d'armature choisies			
As1	A's2		Atendu	Acompr	Atendu	Acompr
[cm^2]	[cm^2]		[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
1.44	0.24		2 HA 12	1 HA 12	2 HA 12	1 HA 12 + ch 1 HA 16
			2.26	1.13	2.26	3.14

III.3.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

Les étapes de calcule dans **annexe 6**

a. Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [Art A.6.4.2]

Tableau III.13. Détermination des Armatures transversales des poutrelles

$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*	Z_N	Z_C	ϕ_t	A_t
20.65	0.78	3.33	CV	15	15	6	2HA6=0.57

III.3.2.2.5. Vérifications des armatures longitudinales à L'ELS :

Tableau III.14 : Vérification à l'E.L. S

Sollicitation à l'ELS		Contraintes		Contraintes admissible	Vérification
M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
8.832	-12.33	3.22	4.87	15	Oui

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.3.2.2.6.les vérifications à l'E.L. U :

✓ **Vérification au voisinage de l'appui** :

Appui de rive :

Vérification de la compression dans la bielle de béton :

$$\sigma_b = \frac{2.V_u}{a.b_0} \leq \overline{\sigma_b} = 0.8\frac{f_{c\,28}}{\gamma_s} \Longrightarrow V_u \leq 0.4\,(\frac{f_{c\,28}}{\gamma_b})\,b_0.a$$

a = min [b-c-2 = 56 ; 0.9*d =19.8] = 19.8cm

$$V_u = \frac{A}{\gamma_b} f_e = \frac{2.26\times10^2}{1.5} \times 400 = 60.26\ KN$$

V_u = 60.23 KN $\leq$ 0.4* $\frac{25}{1.5}$*120*198 =158.4 KN ……..……..……..(CV)

Appui intermédiaire:

Mu = 16.99 kN.m > 0,9.d.Vu= 4.11 KN.m..... (CV)

Aucun prolongement à faire.

✓ **Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis** :

Vu = Vug + Vud = 14.16 + 20.65 =34.89 KN.

$\sigma_m = \frac{V_u}{a.b_0} = \frac{34.89\times10^3}{198*120} *10^3 = 1{,}47$ MPa

$\overline{\sigma_m} = 1.3\frac{f_{c\,28}}{\gamma_b} = \frac{1.3*25}{1.5} = 21.67$ MPa

$\sigma_m = 1{,}47$ MPa $\leq$ $\overline{\sigma_m} = 21.67$ MPa …….....……..... (CV)

✓ **Vérification de la flèche** :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps ;

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.24}{5.30} = 0{,}045 \prec \frac{8.832}{11.04\times15} = 0.053 \text{ ……..…..... (CNV)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{12\times22} = 0{,}0086 \prec \frac{3{,}6}{400} = 0.009 \text{ ……..…..…..... (CV)}$$

Commentaire :

Puisqu'il y'a une condition n'est pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

les étapes de calcul de la flèche dans **annexe 07**

Tableau III.15. Récapitulation des résultats de la flèche de poutrelle.

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
8.832	2.26	8.92	0.0085	869	0.2044	-0.744	4.717	1.886
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (m)	$\Delta f < f_{adm}$
31806.095	-13935.065	-86541.162	5.3	-5.535	-2.673	2.86	10.3	cv

Commentaire :

La flèche est vérifiée.

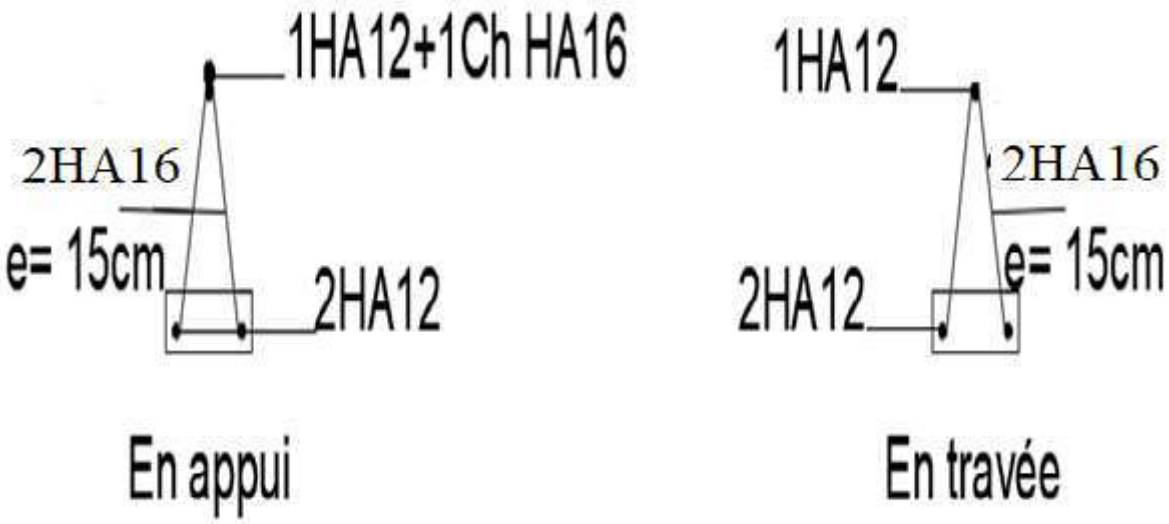


Figure III.11. Ferraillage des poutrelles

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Introduction :

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

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche** *:* est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** *:* est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.

- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

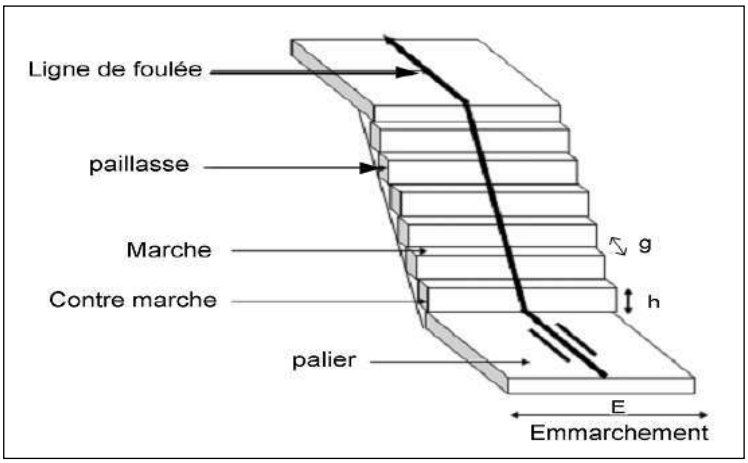


Figure III.12. Représentation d'un escalier

Avec :

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.4.3. Les déférents types d'escaliers :

Pour notre cas, on a 01 types d'escaliers ;

III.4.3.1. Escalier droite à deux volets :

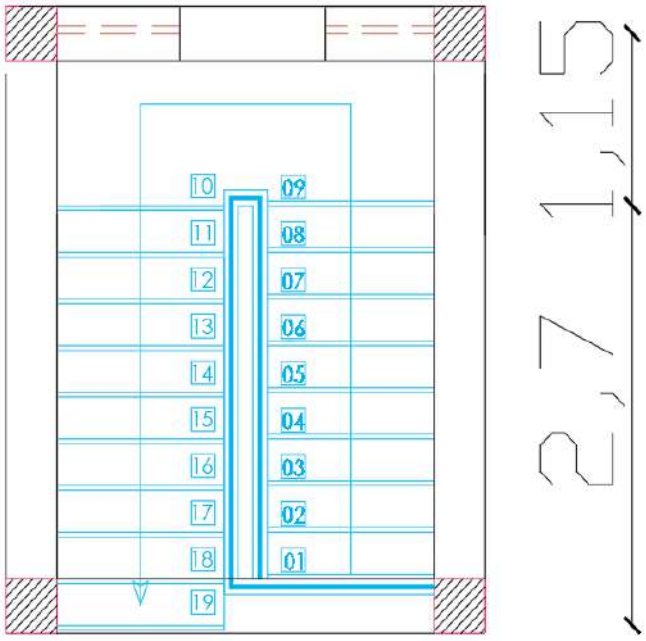


Figure III.13. Schéma de l'escalier

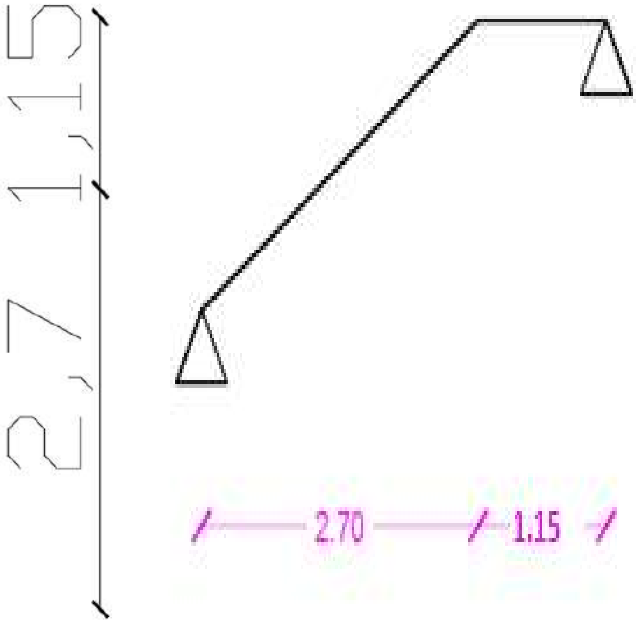


Figure III.14. Schéma statique de l'escalier

III.4.3.2. Pré dimensionnement :

❖ Calcul de l'angle d'inclinaison **α** :

$\tan \alpha = \frac{1.62}{2.70} = 0.60 \Rightarrow \quad \alpha = 30.96°$

❖ Calcul de longueur de la paillasse :

$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.70}{cos\,(30.96)} \Rightarrow L_0 = 3.10$ m

- Le giron : g=30cm
- La hauteur de contre marche : h = 17cm
- Le nombre de contre marche : n = 9
- Le nombre de marche : n -1 = 8
- L'épaisseur de la paillasse « ep » :

$\frac{l}{35} \leq ep \leq \frac{l}{30}$ Avec : $l = l_0 + 1.15$ **l = 4.25 m**

$\frac{425}{35} \leq ep \leq \frac{425}{30}$; $12.14 \leq ep \leq 14.16$; Donc : **ep = 15 cm**

III.4.3.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.4.3.3. A. Chargespermanentes :

Tableau III.16. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.13
5	Poids propre de la palliasse	0.15/Cos α	25	4.30
6	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.13**

Tableau III.17. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.45**

III.4.3.4. Combinaison des charges :

Tableau III.18. Combinaison des charges de l'escalier

		G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	E.L.U	E.L.S
				$P_U = 1.35G+1.5Q$ (KN/m^2)	$P_S = G+Q$ (KN/m^2)
Usage d'habitation	Paillasse	8.13	2.5	14.73	10.63
	Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.4.3.5. Détermination des efforts :

Ce type d'escalier se trouve dans tous les étages du structure (de Sous – sol jusqu'à la dernière étage),

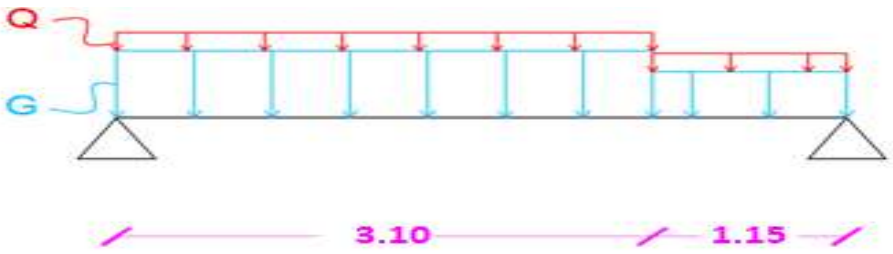


Figure III.15. Schéma statique d'escalier à ELU et à ELS

Tableau III.19. Résultats des moments et des efforts tranchants d'escalier à l'ELU et l'ELS

	RA (KN)	RB (KN)	V (max)	X (m)	M_x (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	-30.73	27.69	30.73	2.125	31.94	27.15	15.97
ELS	-22.17	19.92	-	2.125	23.03	19.58	11.52

Les choix de l'effort maximal :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau.III.20. Résultats de calcule d'escalier

	M_t (KN.m)	M_a(KN.m)	T_U (KN)
ELU	27.19	15.97	30.73
ELS	19.58	11.52	-

III.4.3.6. Ferraillage :

Le Calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'état limite ultime

Voir **annexe5**

Tableau.III.21. Les données des ferraillages d'escalier

Béton	f_{c28}=25 MPa	γ_b=1,5	σ_{bc}=14.2 MPa		e=2.5 cm
	f_{t28}=2,1 MPa	b=100 cm	h=15 cm		
Acier	FeE400	F_e=400 MPa	γ_s=1,15	$\mu_l = 0.392$	$\overline{\sigma_s} = 348$ Mpa

Tableau.III.22. Calcul des sections d'armatures longitudinales d'escalier

b	e	M travée	Atendu	Acompr	M appui	Atendu	Acompr
[cm]	[cm]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
100	15	27.15	6.69	0.00	15.97	3.82	0.00

Tableau.III.23. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes d'escalier

Condition de non fragilité		Section d'armature choisies			
As1	A's2	Atendu	Acompr	Atendu	Acompr
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
1.50	1.50	7 HA 12	0.00	7 HA 12	0.00
		7.92	/	7.92	/

Tableau.III.24. Calcul des sections d'armatures de repartitionnes d'escalier

Sections d'armatures de répartition calculées				Section d'armature de répartition choisies			
A_{S1} choisi **(1)**	A_{S2} choisi	A'_{S1} choisi	A'_{S2} choisi **(2)**	Atendu	Acompr	Atendu	Acompr
[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
1.98	0.00	0.00	1.98	5 HA 10	0.00	0.00	5 HA 10
				3.93	0.00	0.00	3.93

Vérification de l'espacement entre les aciersen travée et appui

✓ **Armatures longitudinal :**

St = 15 cmN$_b$ = $\frac{100}{15}$ = 7

L'espacement minimal : S_{pmin}=2.5cm

L'espacement maximal : Stmax ≤ Min[3h,33cm]

St max ≤ Min[45,33cm] =S tmax = **33 cm**

2.5cm ≤ S_t = 15 cm ≤ 33 cm …… **CV**

✓ **Armatures de répartitions :**

St = 20 cmN$_b$ = $\frac{100}{20}$ = 5

L'espacement minimal : S_{pmin}=2.5cm

L'espacement maximal : Stmax ≤ Min[4h,45cm]

St max ≤ Min[80,45cm] =S tmax = **45 cm**

2.5cm ≤ S_t = 20 cm ≤ 35 cm …… **CV**

Vérification de l'effort tranchant : Les étapes de calcule dans **annexe 6**

Tableau III.25: Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	30.73	0.25	3.33	Oui

III.4.3.7. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau III.26. Vérification des contraintes d'escalier à ELS

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travées	7.92	4.39	10633.88	19.58	0.184	8.08	15	vérifiée
En appuis	7.92	4.39	10633.88	11.52	0.108	4.76	15	vérifiée

Conclusion :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.3.8. Vérification de la flèche : [Art B.6.5.3]

$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{4.25} = 0.035 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{19.58}{20 \times 23.03} = 0.043$…… CNV

$\frac{A}{b_{0.d}} = \frac{7.92}{100 \times 12.5} = 0.0063 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …… CNV

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire **annexe 07**. On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8.5$

Tableau III.27. Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier

f barr cm	y cm	i0 cm4	σs Mpa	ρ	u	λi	λv	ifi cm4
0.85	8.41	31347.34	223.98	0.006336	0.527	3.31	1.33	12547.53
ifv cm4	Ei Mpa	Ev Mpa	fi mm	fv mm	Δf cm	Δf mm	f adm mm	Δf<f adm
20292.57	32164.20	10721.40	8.76	16.26	0.75	7.49	8.5	cv

Conclusion :

La flèche est vérifiée.

III.4.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux, Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b * h).

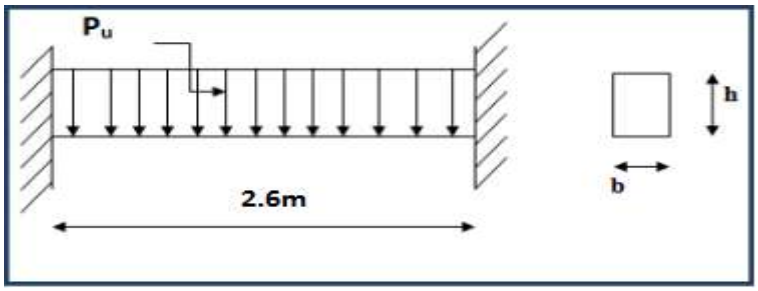


Figure III.16. Dimensionnement de la poutre palière.

III.4.4.1. Pré dimensionnement :

La longueur de la poutre : L =2.60 m.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ => 17.33cm ≤ h ≤ 26 cm on prend h=35 cm.

0.3h ≤ b ≤ 0.7h =>10.5cm ≤ b ≤ 24.5 cm on prend b=30 cm.

On adopte : (b x h) = (30 x 35)cm^2.

III.4.4.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :

b = 30 cm ≥ 30cm …… CV

h = 35cm ≥ 30cm …… CV

$\frac{h}{b} = 1.16 < 4$ …… CV

III.4.4.3. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : $p_p = 0.35*0.3*25=2.625$ KN/ml

Réaction d'escalier : $R_u = 30.73$ KN ; $R_{ser} = 22.17$ KN ;

Donc :

ELU : $P_u = 2* R_u / L = 2*30.73 / 2.6 = 23.64$ KN/ml

ELS: $P_{ser} = 2* R_u / L = 2*22.17 / 2.6 = 17.05$ KN/ml.

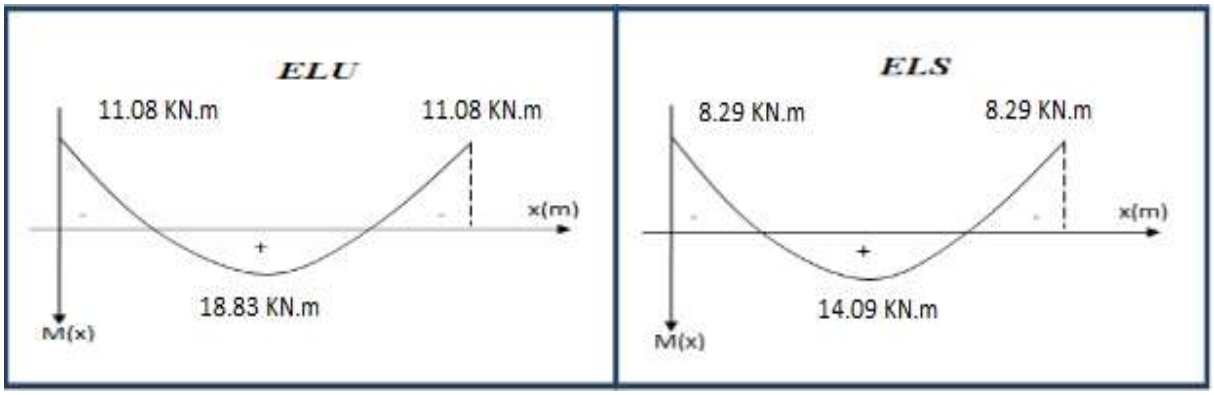


Figure III.17. Diagramme de moment (ELU et ELS)

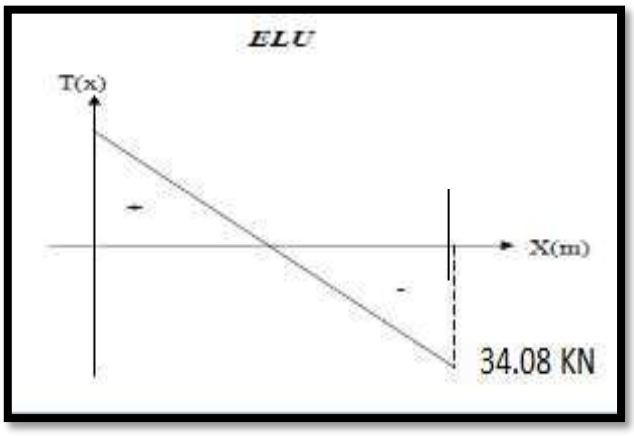


Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant (ELU)

Tableau III.28. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

	$\mathbf{M_0}$ (KN.m)	$\mathbf{M_t}$ (KN.m)	$\mathbf{M_a}$(KN.m)	$\mathbf{T_U}$ (KN)
ELU	22.15	18.83	11.08	34.08
ELS	16.58	14.09	8.29	-

III.4.4.4. Ferraillage de Poutre palière :

Tableau III.29. Calcul des sections d'armatures de la poutre palière

h	b	M travée	Atendu	Acompr	M appui	Atendu	Acompr
[cm]	[cm]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	18.83	1.70	0.00	11.08	1.10	0.00

Tableau III.30. Sections d'armatures choisies de la poutre palière

Escalier			Sections d'armatures choisies			
h	b	Amin	Atendu	Acompr	Atendu	Acompr
[cm]	[cm]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	1.05	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
			3.39	3.39	3.39	3.39

III.4.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

$\overline{\sigma_b}$ =15 MPa$\overline{\sigma_s}$=201.63 MPa

Tableau III.31. Vérification à l'ELS de la poutre palière

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	K (KN/m^3)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travées	3.39	8.94	$3.5x10^5$	14.09	0.039	3.04	139.19	31.37	vérifiée
En appuis	3.39	8.94	$3.5x10^5$	8.29	0.023	1.12	14.34	14.34	vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.4.4.6. Vérification de l'effort tranchant :Les étapes de calcules dans **annexe 5**

Tableau III.32: Vérification de l'effort tranchant

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X35	34.08	0.35	2.5	Oui

III.4.4.7. Armatures transversales :

a. Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [Art A.6.4.2]

Les étapes de calcule dans **annexe 5**

Tableau III.33. Détermination des Armatures transversales

$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*	St_N	St_C	$\bar{S}_{t_N}$	$\bar{S}_{t_C}$	ϕ_t	A_t
34.08	0.35	2.5	CV	7	15	8.75	29.25	8	3HA8=1.51

III.4.4.8. Vérification solen RPA 99 V 2003 : [Art 7.5.2.1]

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h…… Zone courante.

A_{max} = 6%*b*h …… Zone de recouvrement.

A_{min} =0.5%*30*35 = 5.25cm^2≤ ΣA = 6.78 cm^2 ≤ A_{max} = 4%*30*35 = 42 cm^2 …..... **CV**

III.4.4.9. Vérification de compression dans la bielle de béton :

$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) b_0.a$

a = min [b-c-2 = 25.5; 0.9*d =29.25] = 25.5cm

V_u = 34.08KN ≤ 0.4* $\frac{25}{1.5}$*300*255 = 510 KN …..……..... **CV**

As =3.39 cm^2≥ $\frac{Vu*\gamma_s}{f_e} = \frac{34.08\times10^3\times1.15}{400}$ = 0.99 cm^2 ……CV

III.4.4.10. Vérification au voisinage de l'appui :

$\sigma_m = \frac{2.V_u}{a.b_0} = \frac{2*34.08}{300*255}*10^3$= 0.89 MPa

$\overline{\sigma_m} = 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.8*25}{1.15}$ = 17.39 MPa

σ_m = 0.89MPa ≤ $\overline{\sigma_m}$ = 17.39 MPa ……..**(CV)**

Appui intermédiaire:

Mu = 18.83 kN.m > 0,9Vud= 9.97 KN.m..... **(CV)**

Aucun prolongement à faire.

III.4.4.11. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{260} = 0.135 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ ……..……...……..….}\textbf{(CV)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{35}{260} = 0.135 \geq \frac{14.09}{10 \times 16.58} = 0.085 \text{ ……..……...…….....}\textbf{(CV)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{30 \times 32.5} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{……..…..}\textbf{(CV)}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée.

III.5. Les dalles pleines :

III.5.1. Définition :

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 4 appuis etde formes triangulaire reposant sur 3 appuis avec des dimensions différentes.

III.5.2 Principe de calcule :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\Sigma\ travaux = 0$, voir **annexe 8.**

Et pour le calcul des moments à l'ELS par la méthode de forfaitaire. Voir **annexe 9**

III.5.3 Evaluation des sollicitations :

Tableau III.34. Evaluations des sollicitations

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	q_u	q_s
Terrasse	7.35	1	11.423	8.350
E.C.H	6.91	1.5	11.579	8.410
E.C.C	6.91	5	16.829	11.91

On choisit la sollicitation la plus défavorable pour l'étages courant commerce. Dans le type 2

Et pour l'étages courant Habitation. Dans le type 1

$$\begin{cases} q_u = 16.829 \text{ KN/m}^2 q_u = 11.579 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 11.579 \text{KN/m}^2 q_s = 8.410 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

III.5.4Les déférents types des dalles pleines :

III.5.4.1 1er type **: (dalle reposant sur 3 appuis)**

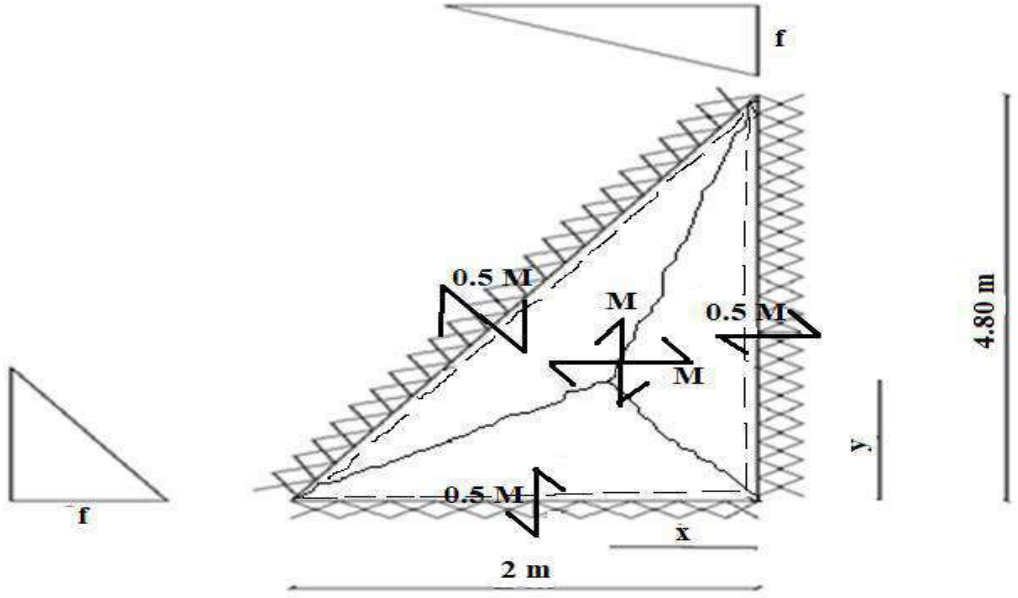


Figure III.19. Dalle pleine triangulaire reposant sur 3 appuis (type 1)

Tableau III.35. Les Travaille interne et externe

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$T_{ext} = 1.60\ q\ f$	$T_{int} = M\ f\ (\frac{3}{y} + \frac{7.2}{x} + \frac{2}{2.4-y} + \frac{4.8}{1-x})$

Tableau III.36. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = \frac{M}{1.60}\left(\frac{3}{y} + \frac{7.2}{x} + \frac{2}{2.4-y} + \frac{4.8}{1-x}\right)$	$M_x = \mu_x P_s L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
q_u = 11.579 KN	P_s = 8.41 KN/m^2	
y = 1.321 m x = 0.551 m	ρ = 0.416	μ_x = 0.1104 μ_y = 0.2962
q =17.426 Mu Mu=0.0571 q	M_x = 0.1104 x 8.41 x (2)^2 = 3.714 KN.m M_y = 0.2962 x 3.714 = 1.100 KN.m	
Mux = Muy = 0.664 KN.m Max = May = -0.5 x0.664=0.332 KN.m	M_{tx} = 0.75 x 3.714 = 2.785 KN.m M_{ty} = 0.75 x 1.100 =0.825 KN.m $M_{ax} = M_{ay}$ = - 0.5 x 3.714 = - 1.857 KN.m	

III.5.4.2.2^{eme} type : (dalle reposant sur 4 appuis)

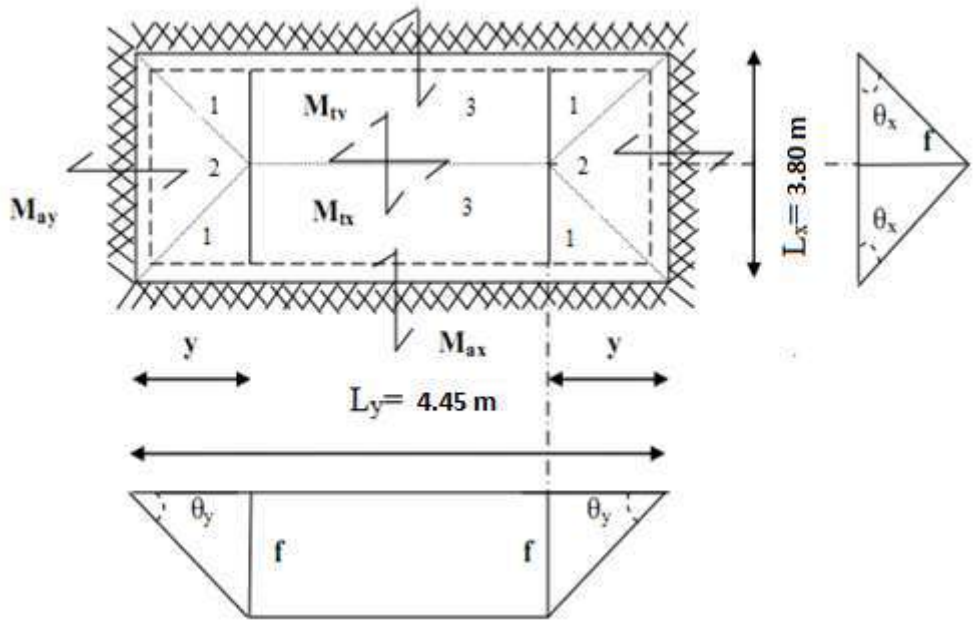


Figure III.20. Dalle pleine triangulaire reposant sur 4 appuis (type 2)

Tableau III.37. Les Travaille interne et externe

Travail externe : T_{ext} = q f S	**Travail interne :** $T_{int} = M_i L_i \theta_i$
ΣT_{ext} = (8.455 – 1.267 y) q f	ΣT_{int}=M f $(\frac{11.4}{y} + 7.026)$

Tableau III.38. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = M\left(\frac{\frac{11.4}{y}+7.026}{8.455 - 1.267\,y}\right)$	$M_x = \mu_x P_s L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
$q_u = 16.829$ KN	$P_s = 11.910$ KN/m^2	
y = 2.047 m	ρ = 0.85	$\mu_x = 0.0576$ $\mu_y = 0.7794$
q = 2.149Mu Mu=0.465 q	$M_x = 0.7794x\ 11.91x\ (3.8)^2 = 9.906$ KN.m $M_y = 0.7794 \times 9.906 = 7.721$ KN.m	
Mux = Muy =0.465x16.829=7.833KN.m Max = May = -0.5*7.833 = 3.916KN.m	$M_{tx} = 0.85 \times 9.906 = 8.420$ KN.m $M_{ty} = 0.85 \times 7.721 = 6.563$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times 9.906 = -2.972$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 9.906 = -4.953$KN.m	

III.5.5. Calcul du ferraillage :

1) A l'ELU :

b=100cm, c = c' = 2.5 cm, h= ep= 15cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

Tableau III.39. Résultats de ferraillage à ELU

		M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$
En Travée	**X**	7.833	0.035	0.982	C.V	0	1.83	1.5	C.V
	Y	7.833	0.042	0.979	C.V	0	1.83	1.5	C.V
En Appuis	**X**	- 3.913	0.018	0.991	C.V	0	1.75	1.5	C.V
	Y	- 3.913	0.021	0.989	C.V	0	1.75	1.5	C.V

III.5.6 Vérification A L'ELS :

On considère la fissuration est non préjudiciable :

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

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	8.420	3.14	0	4.39	$1.1x10^5$	4.79	**15**	**CV**	4HA10 = 3.14
	Y	6.563	3.14	0	4.17	$0.9x10^5$	1.61		**CV**	4HA10 = 3.14
En Appuis	**X**	- 2.972	3.14	0	4.39	$1.1x10^5$	0.72	**15**	**CV**	4HA10 = 3.14
	Y	- 4.953	3.14	0	4.17	$0.9x10^5$	1.22		**CV**	4HA10 = 3.14

III.5.7Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{4}$= 25cm ≤ Min (3h= 45cm ; 33cm) = 33cm …….... **CV**

$S_a = \frac{100}{4}$= 25cm ≤ Min (4h= 60 cm ; 45cm) = 45cm ……..…...…….……..... **CV**

III.5.8 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\, x\, 25}{1.5}$= 1.17MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\, L_y + L_x}$= 22.408 KN $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} = \frac{22.408\, x\, 10^3}{1000*125}$= 0.179

τ_{ux} = 0.179MPa≤ $\overline{\tau_u}$ = 1.17MPa ……. **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\, L_y}$ = 21.317 KN $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} = \frac{21.317\, x10^3}{1000*115}$ = 0.185

τ_{ux} = 0.185 MPa≤ $\overline{\tau_u}$ = 1.17MPa ……. **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.9 Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{380} = 0.039 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{\mathbf{8.420}}{20\ x\ 9.906} = 0.042$ ..... **CNV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.14}{100\ x\ 12.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.14}{100\ x\ 11.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

Commentaire :

Puisque il y'a une condition n'est pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche $\mathbf{\Delta f \leq \bar{f}}$

Voir **annexe 7**

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6$

Tableau III.41. Récapitulation des résultats de la flèche

f barr cm	y cm	i0 cm4	σs Mpa	ρ	u	λi	λv	ifi cm4
0.76	7.81	29307.32	242.95	0.00251	0.191	8.36	3.34	12425.62
ifv cm4	Ei Mpa	Ev Mpa	fi mm	fv mm	Δf cm	Δf mm	f baar mm	Δf<f barr
19683.84	32164.20	10721.40	3.04	5.76	0.27	2.72	7.6	cv

Conclusion :

La flèche est vérifiée

III.6. La dalle machine :

III.6.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface S=**5.528m^2.**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- ✓ Le moteur (machine).
- ✓ Dalle supportant la machine.
- ✓ Cabine d'ascenseur.

III.6.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

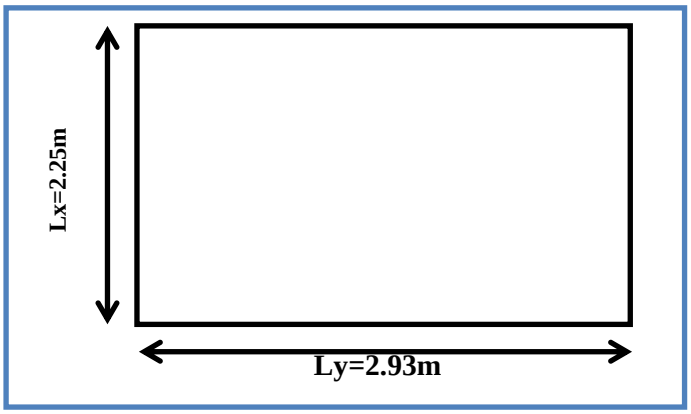


Figure III.21. Dimensions de la dalle machine

On doit vérifier deux conditions :

1) <u>Résistance à la flexion :</u>

$\frac{L_x}{45} \leq ep \leq \frac{L_x}{40}; \frac{225}{45} = 5\ cm \leq ep \leq \frac{225}{40} = 5.63\ cm$ on prendre : **ep=5 cm**

2) <u>Condition de L'E.N.A.S.C :</u>

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit ≥ à 25 cm. Donc : on prend **ep=25cm.**

III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.6.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.42. Évaluation des charges permanentes

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
8	Plancher (dalle pleine)	0,25	25	6.25

Poids de la machine supporté :

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs. Sous forme de charge concentrée.

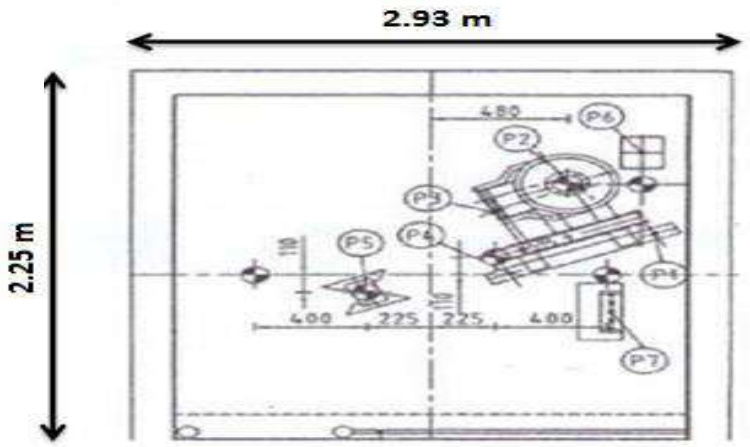


Figure.III.22. Poids appliqués sur la dalle machine.

Tableau III.43. Poids de la machine

P (KN)						
P1	*P2*	*P3*	*P4*	*P5*	*P6*	*P7*
45	35	70	90	125	100	23

$q = \frac{\sum P_i}{S} = 88.278$ KN/m^2 ; $G_{tot} = 6.25 + 88.278 = 94.528$ KN/m^2

III.6.3.2. Charges d'exploitations :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : $Q=5$KN/m^2

III.6.3.3. Détermination des charges de la dalle :

Tableau III.44. Détermination des charges de la dalle

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_s (KN/m^2)
94.528	5	135.113	99.528

III.6.4. Calcul des sollicitations :

✓ **Méthode de calcul :**Les étapes de calcule dans **annexe 8** et **annexe 9**

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.25}{2.93} = 0.77 \geq 0.4$ Donc : La dalle travaillant suivant deux directions.

III.6.4.1. Méthode des lignes de rupture :

Tableau III.45. Les Travaille interne et externe

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i \theta_i$
$\Sigma T_{ext} = (3.296 - 0.75\ y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{6.75}{y} + 7.814)$

III.6.4.2. Calcul des moments :

Tableau III.46. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = M\ (\frac{\frac{11.4}{y}+7.026}{8.455 - 1.267\ y})$	$M_x = \mu_x\ P_s\ L^2_x$ $M_y = \mu_y\ M_x$	
$q_u = 135.113$ KN	$P_s = 99.528$ KN/m^2	
y = 1.268 m	ρ = 0.768	$\mu_x = 0.06445$ $\mu_y = 0.6910$
q = 5.601 Mu Mu=0.179 q	$M_x = 0.0645x\ 99.528x\ (2.25)^2 = 32.474$ KN.m $M_y = 0.6910 \times 31.474 = 22.438$ KN.m	
Mux = Muy =0.179x135.113=24.121KN.m Max = May = -0.5*24.121 = -12.061KN.m	$M_{tx} = 0.75 \times 32.474 = 24.355$ KN.m $M_{ty} = 0.75 \times 22.438 = 16.828$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 32.474 = -16.237$ KN.m.m	

III.6.5. Le ferraillage (flexion simple) : annexe 5

III.6.5.1.A l'ELU :

b=100cm, c= c'= 2.5cm, h=ep= 25cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa;

Tableau III.47. Résultats de ferraillage ELU

		M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)
En Travée	**X**	24.121	0.034	0.983	CV	0	3.14	2.5	CV	3.14
	Y	24.121	0.037	0.982	CV	0	3.29	2.5	CV	3.29
En Appuis	**X**	-12.061	0.017	0.992	CV	0	2.70	2.5	CV	2.70
	Y	-12.061	0.018	0.991	CV	0	2.83	2.5	CV	2.83

III.6.5.2. Vérification A l'E.l.S :

On considère la fissuration est non préjudiciable :

Tableau III.48. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	24.355	3.93	0	4.595	2213 2.69	4.77	**15**	**C.V**	**5HA10 = 3.93**
	Y	16.828	3.93	0	4.480	2007 3.84	1.51		**C.V**	**5HA10 = 3.93**
En Appuis	**X**	-16.237	3.93	0	4.595	2213 2.69	1.43	**15**	**C.V**	**5HA10 = 3.93**
	Y	-16.237	3.93	0	4.480	2007 3.84	1.45		**C.V**	**5HA10 = 3.93**

III.6.5.3. Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{5}$= 20 cm ≤ Min (3h= 75cm ; 33cm) = 33cm …….…….... **CV**

$S_a = \frac{100}{5}$= 20cm ≤ Min (4h= 100cm ; 45cm) = 45cm ……..…...…….…..... **CV**

III.6.5.4. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5}$= 1.17MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\, L_y + L_x}$= 109.831 KN ; $\tau_{ux} = \frac{109.831 \times 10^3}{1000 \times 225}$= 0.879MPa

τ_{ux} = 0.879 MPa ≤ $\overline{\tau_u}$= 1.17MPa ……. **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$= 1.17MPa

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\, L_y}$= 101.335KN ; $\tau_{ux} = \frac{101.335 \times 10^3}{1000 \times 215}$= 0.881MPa

τ_{ux} = 0.881 MPa ≤ $\overline{\tau_u}$= 1.17MPa ……..……..……. **CV**

III.6.5.5. Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{0.25}{2.25} = 0.11 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{24.355}{20\ x\ 32.474} = 0.037$ …… **CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.93}{100\ x\ 22.5} = 0.0017 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$…… **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.93}{100\ x\ 21.5} = 0.0018 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$…… **CV**

Lorsque les conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion : La flèche est vérifiée

III.6.6. Vérification de non poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045\ U_c.\ h.\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $P_u = Max\ (P_1 ; P_2 ; P_3 ; P_4 ; P_5 ; P_6 ; P_7) = P_5$; **P_u = 125 KN**

$U_c = 2(U+V)$; $U_c = 2a + 2b + 4h + 8e$; (a = b = e = 0)

Donc : $U_c = 4h = 100cm$

P_u =125KN ≤ 0.045 (1000) (250) $\frac{25}{1.5}$= 187.5 KN …… **CV**

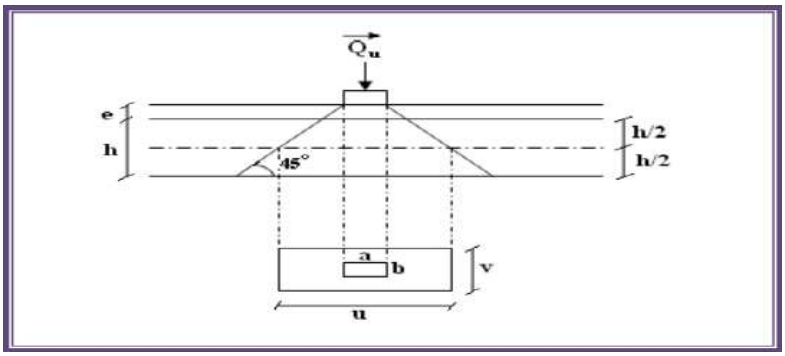


Figure.III.23. Vérification de non poinçonnement.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

IV.2.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1]

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II_a et II_b : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité forte.

Dans notre cas le projet et situé dans une zone de forte sismicité Zone III

IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2]

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- *Groupe 1A* : ouvrages d'importance vitale.
- *Groupe 1B* : ouvrages de grande importance.
- *Groupe 2* : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- *Groupe 3* : ouvrages de faible importance.

Dans ce projet, on a un 'ouvrages de moyenne importance. **Groupe 2**

IV.2.3. Classification de site : [Art 3.3]

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d'un site Meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement dense ou d'argile moyennement raide.

IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse. (G)
- Le centre de Torsion. (T)

IV.3.1. 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 (G) 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

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- **W_i :** Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré ;
- **X_i et Y_i :** Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global ;
- **$X_G$et Y_G :** Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global ;

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- **I_x et I_y :** Les inerties suivants les axes **x** et **y** respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile) ;
- **X_i et Y_i :** Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi ;
- **X_T et Y_T :** Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$; $I_y = \frac{h\,b^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L\,e^3}{12}$; $I_y = \frac{e\,L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n\ I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30\,n^2} - \frac{1}{30\,n^3}\right)\frac{20}{11}$ ….. Si $n \leq 11$

$a_n = 1$ Si $n > 11$

I : Inertie totale du refend.

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

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

$$m = \frac{2\,c}{\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}}$$

I_i : Moment d'inertie des trumeaux.

A_i : Aire des éléments du refend.

2c : Distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : Demi portée de l'ouverture.

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

H_0 : Hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3 i l c}{I_0 m .a^3 .H}$: Voile à une seule file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3 I H} [2 (\frac{i c^2}{a^3})]$: Voile à une deux d'ouvertures.

H: Hauteur d'étage.

$A_0 (\alpha, \xi)$: est une fonction de 'α' et 'ξ ' qui vaut :

$A_0 (\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3} . \frac{sh \alpha}{ch \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch \alpha}$ Si $\xi = 0$

Avec :$\xi = \frac{X}{H}$ Si $0 < \xi < 1$

$$A_0 (\alpha, \xi) = \frac{1}{3} (2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2} \xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch \alpha} .sh \alpha (1- \xi) - \frac{2}{\alpha^2} \frac{ch \alpha \xi}{ch \alpha}$$

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

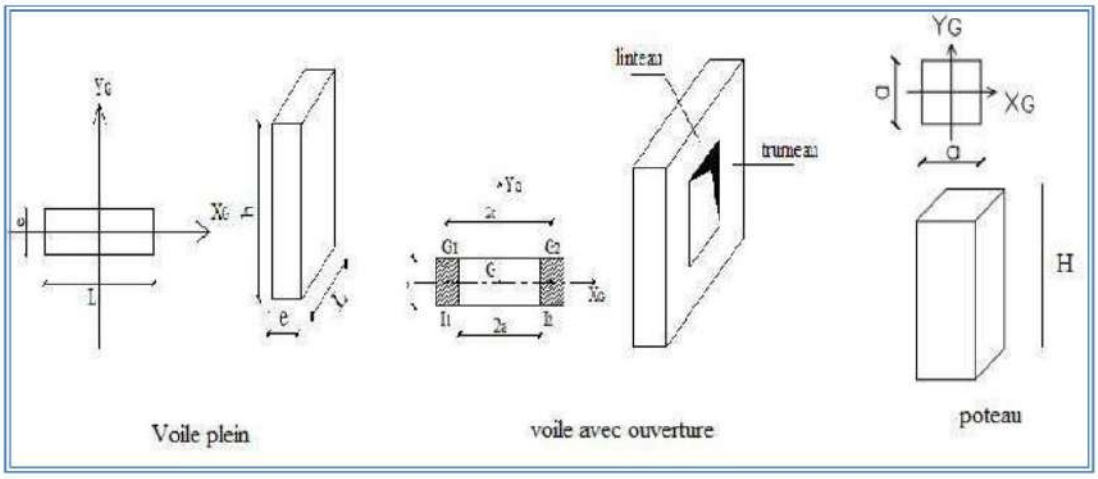


Figure IV.1. Inerties des voiles et des poteaux

IV.3.3. Disposition du voile :

IV.3.3.1. Voile périphérique (partie Sous-Sol) :

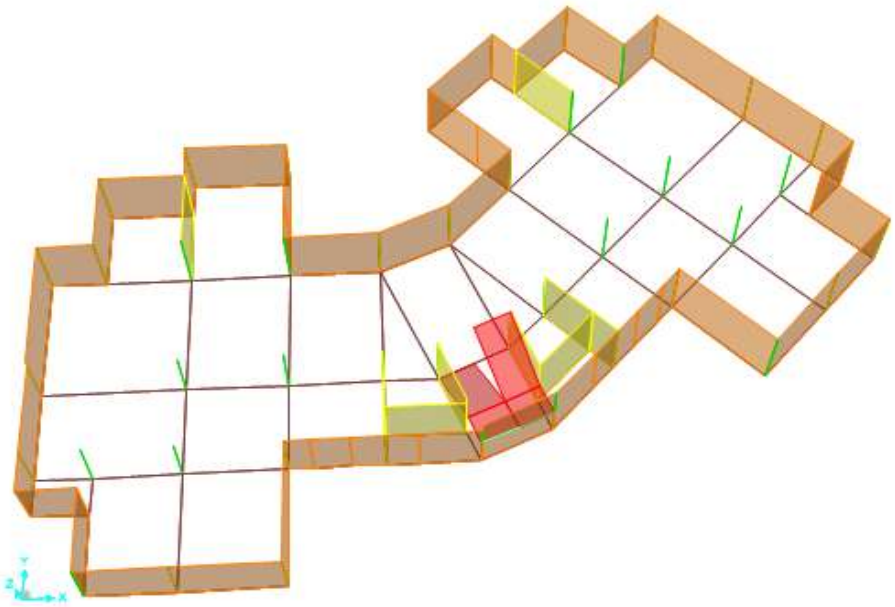


Figure IV.2. La disposition des voiles périphérique (partie Sous-sol)

IV.3.3.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements :

- **1^{ér} disposition (voile de contreventement):**

Les modes	1^{ér} mode	2^{éme} mode	3^{éme} mode
Période (sec)	1.14	0.89	0.73
Rotation (%)	14.16	0.01	47.35

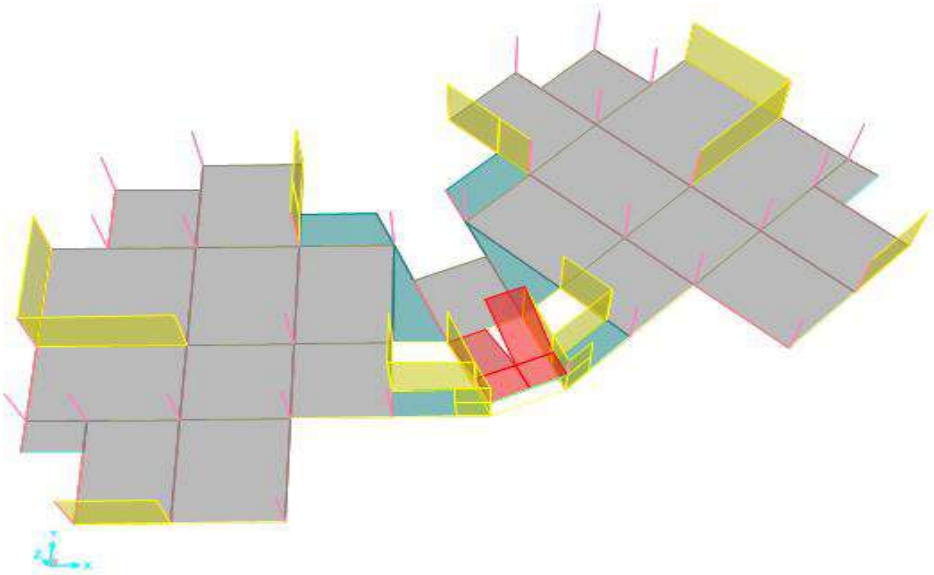


Figure IV.3. 1^{ér} disposition des voiles

- **2éme disposition :**

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	1.02	0.80	0.63
Rotation (%)	20.21	9.19	32.44

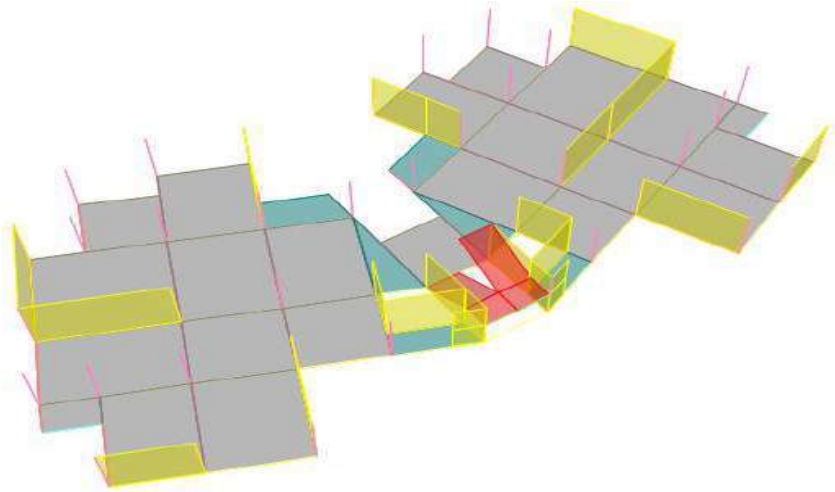


Figure IV.4. 2éme disposition des voiles

- **3éme disposition :**

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.83	0.69	0.57
Rotation (%)	22.82	0.00	40.43

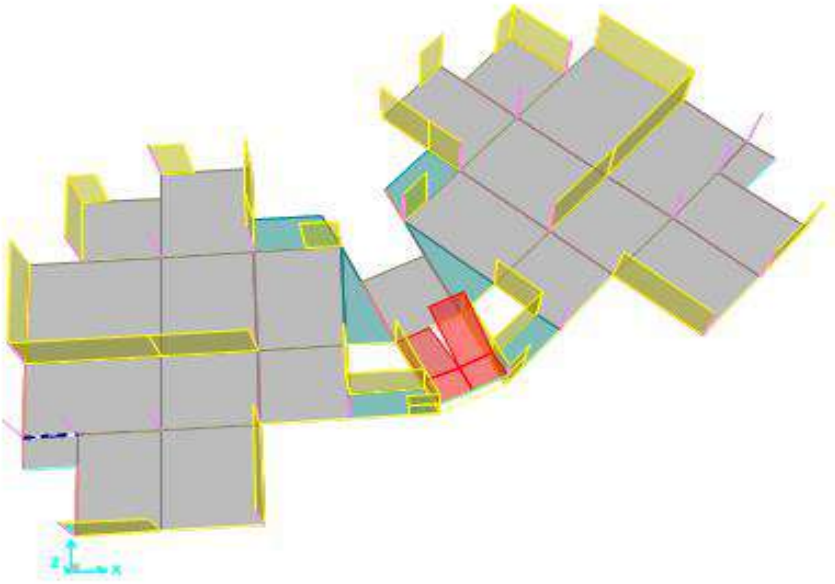


Figure IV.5. 3éme disposition des voiles

- **4éme disposition :**

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	1.32	0.88	0.65
Rotation (%)	2.80	0.01	58.67

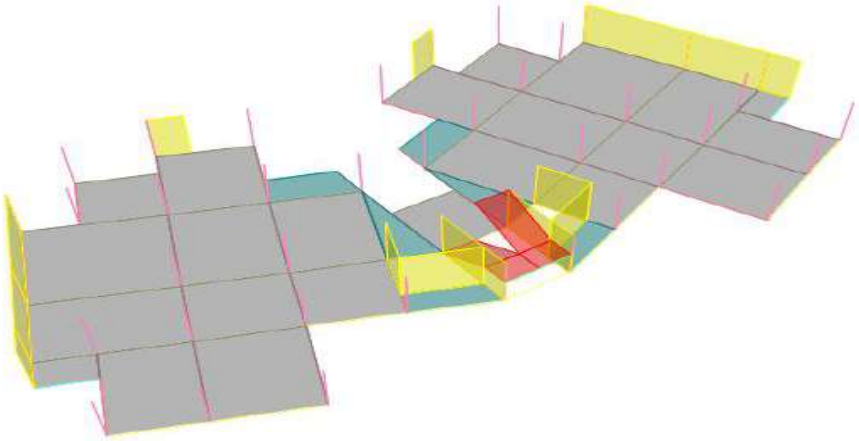


Figure IV.6. 4éme disposition des voiles

- **5éme disposition :**

Les modes	1ér mode	2éme mode	3éme mode
Période (sec)	0.823	0.700	0.577
Rotation (%)	0.00	0.69	53.44

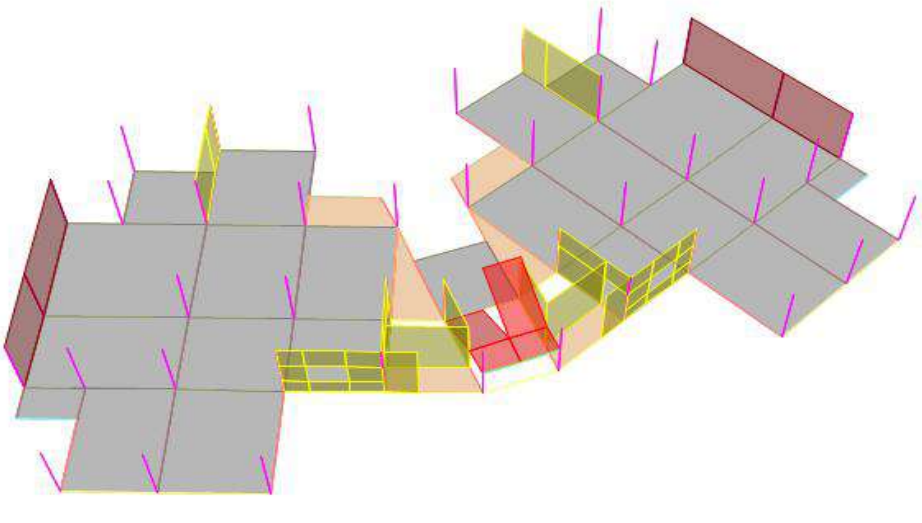


Figure IV.7. 5émedisposition des voiles (disposition finale)

Remarque : On adopte pour cette disposition et la disposition finale vu sa période.

IV.3.3.3. Calcul de centre de masse etcentre de torsion :

A- La position de centre de masse et centre de torsion Sans voiles :

Tableau IV.1. Calcule le centre de masse et le centre de torsion Sans voiles

Niveau		Masse et centre de Masse		Inertie et centre d'inertie	
Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XT (m)	YT (m)
2.72	1766.869	6.389	4.017	-5.294	1.642
3.23	5432.295	17.463	13.420	23.047	2.751
6.46	5987.982	14.651	11.398	17.138	5.582
9.69	5872.080	14.679	11.422	17.132	5.511
12.92	5774.183	14.680	11.419	17.124	5.487
16.15	5774.183	14.680	11.419	17.110	5.485
19.38	5684.799	14.681	11.417	17.086	5.495
22.61	5595.415	14.682	11.415	17.043	5.523
25.84	5595.415	14.682	11.415	16.938	5.598
29.07	5514.543	14.683	11.413	16.320	6.032
32.3	5433.672	14.684	11.410	17.827	4.972
35.53	5513.967	14.630	11.545	17.439	5.241
38.76	4494.957	14.667	11.450	17.355	5.303

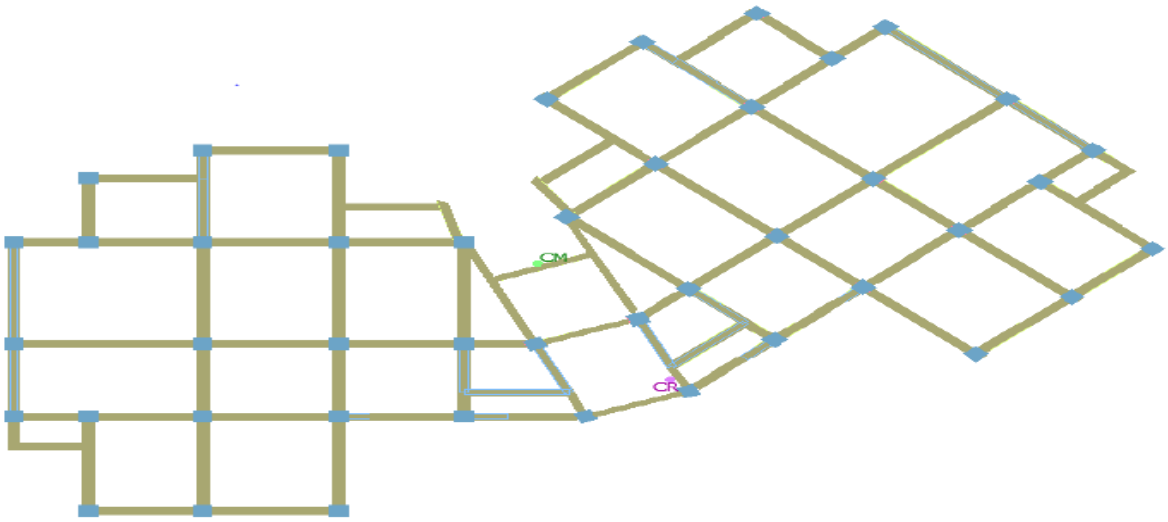


Figure IV.8. La position du centre de masse et centre de torsion

B- La position de centre de masse et centre de torsion avec voiles :

Tableau IV.2. Calcule le centre de masse et le centre de torsion avec voiles

Niveau		Masse et centre de Masse		Inertie et centre d'inertie	
Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XT (m)	YT (m)
2.72	1765.191	6.485	4.010	12.480	15.479
3.23	6127.253	17.078	13.467	12.480	15.480
6.46	6179.865	14.620	11.942	12.462	15.009
9.69	6077.297	14.641	11.857	12.747	15.133
12.92	5971.994	14.629	11.761	13.046	15.233
16.15	5906.324	14.647	11.649	13.370	15.003
19.38	5824.778	14.649	11.645	13.628	14.643
22.61	5750.894	14.652	11.640	13.837	14.336
25.84	5677.115	14.654	11.637	14.011	14.069
29.07	5611.008	14.657	11.633	14.158	13.833
32.3	5544.994	14.659	11.629	14.285	13.625
35.53	5564.234	14.607	11.760	14.392	13.446
38.76	2251.118	14.830	14.549	14.476	13.303

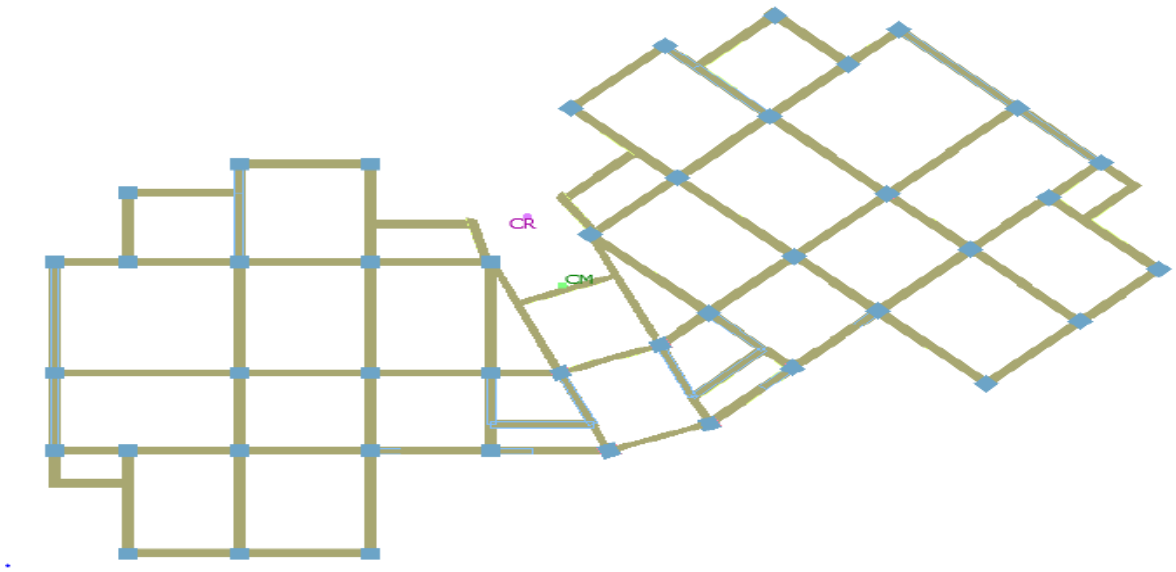


Figure IV.9. La position du centre de masse et centre de torsion

IV.3.4. Calcul d'excentricité : [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 = 31.64 m
Largeur du bâtiment = 24.25 m

IV.3.4.1. Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.75 m
Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.64 m

IV.3.4.2. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $e_x = |X_T - X_G|$ $e_y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.3. Calcule d'excentricité théorique

Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		Vérification	
			15% L_x	15% L_y	$e_x \leq 15\% L_x$	$e_y \leq 15\% L_y$
2.72	5.995	11.469	4.75	3.64	Non	Non
3.23	4.598	2.013	4.75	3.64	Ok	Ok
6.46	2.158	3.067	4.75	3.64	Ok	Ok
9.69	1.894	3.276	4.75	3.64	Ok	Ok
12.92	1.583	3.472	4.75	3.64	Ok	Ok
16.15	1.277	3.354	4.75	3.64	Ok	Ok
19.38	1.021	2.998	4.75	3.64	Ok	Ok
22.61	0.815	2.696	4.75	3.64	Ok	Ok
25.84	0.643	2.432	4.75	3.64	Ok	Ok
29.07	0.499	2.200	4.75	3.64	Ok	Ok
32.3	0.374	1.996	4.75	3.64	Ok	Ok
35.53	0.215	1.686	4.75	3.64	Ok	Ok
38.76	0.354	1.246	4.75	3.64	Ok	Ok

IV.3.4.3. Excentricité accidentelle :[Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante

des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\mathbf{E_X = 0.05\ L_x}$$

$$\mathbf{E_Y = 0.05\ L_y}$$

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment : L_x= 31.64m donc : E_x= 1.582m

Largeur du bâtiment : L_y= 23.33m donc : E_y= 1.167m

IV.3.4.4. Effets de la torsion accidentelle : [Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.4. Calcul d'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau (m)	Ex Théor (m)	Ex ACC (m)	Ex Théor± Ex ACC (m)		Ey Théor (m)	Ey ACC (m)	EyThéor± Ey ACC (m)	
+ 2.72	5.995	1.582	7.577	4.413	11.469	1.167	12.636	10.302
+ 3.23	4.598	1.582	6.18	3.016	2.013	1.167	3.18	0.846
+ 6.46	2.158	1.582	3.74	0.576	3.067	1.167	4.234	1.900
+ 9.69	1.894	1.582	3.476	0.312	3.276	1.167	4.443	2.109
+ 12.92	1.583	1.582	3.165	0.001	3.472	1.167	4.639	2.305
+ 16.15	1.277	1.582	2.859	0.305	3.354	1.167	4.521	2.187
+ 19.38	1.021	1.582	2.603	0.561	2.998	1.167	4.165	1.831
+ 22.61	0.815	1.582	2.397	0.767	2.696	1.167	3.863	1.529
+ 25.84	0.643	1.582	2.225	0.939	2.432	1.167	3.599	1.265
+ 29.07	0.499	1.582	2.081	1.083	2.200	1.167	3.367	1.033
+ 32.30	0.374	1.582	1.956	1.208	1.996	1.167	3.163	0.829
+ 35.53	0.215	1.582	1.797	1.367	1.686	1.167	2.853	0.519
+ 38.76	0.354	1.582	1.936	1.228	1.246	1.167	2.413	0.079

IV.4. Choix de la méthode de calcul :

IV.4.1. Introduction :

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, on utilise une méthode parmi les trois suivantes selon leurs conditions d'application :

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

IV.4.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [Art 4.1.2]

Pour notre structure, la hauteur (H = 38.76m) dépassant le 17 m, Car notre bloc étudié présente une configuration irrégulière dans la Zone III et groupe d'usage 2 donc selon le RPA99V2003, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP2000 V20.2.0'.

IV.4.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.3.1. Principe :

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 structure.

IV.4.3.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le «SAP2000.v20.0.2» est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.4.3.3. Le spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

Avec :

a) Coefficient d'accélération A : [Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage,

Pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) A = 0.25

b) η : Facteur de correction d'amortissement :

Donné par la formule :$\boldsymbol{\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0{,}7}$……Tableau 4.2

Selon RPA99v2003, remplissage dense, ξ = 7% **[Tab 4.2.]**; Donc : **η = 0.882**

c) R : coefficient de comportement : [Art 3.4.A.4.b]

Conformément à l'article [3.4.A.4.b] du RPA 99V2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 3.5

- Justification du coefficient de comportement R:3.5

Tableau IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales			Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz(KN)	Nz Poteaux (KN)	Nz Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx Poteaux (KN)	Tx Voiles (KN)	Poids Nz (%)	Nz Poteaux (%)	Nz Voiles (%)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx Poteaux (KN)	Tx Voiles (KN)
38.76	4943.59	2814.39	2129.20	1333.40	0	1333.40	100	56.93	43.07	100	0	100
35.53	10491.47	6348.14	4143.32	2034.88	0	2034.88	100	60.50	39.49	100	0	100
32.30	15964.35	9851.92	6112.43	3004.57	0	3004.57	100	61.71	38.28	100	0	100
29.07	21717.45	13928.67	7788.81	3824.77	0	3824.77	100	64.13	35.86	100	0	100
25.84	27377.09	17796.49	9580.62	4538.55	0	4538.55	100	65.00	34.99	100	0	100
22.61	33417.84	22434.45	10983.36	5183.10	0	5183.10	100	67.13	32.86	100	0	100
19.38	39297.63	26670.55	12627.08	5780.81	0	5780.81	100	67.86	32.13	100	0	100
16.15	45639.27	31862.42	13776.84	6339.68	0	6339.68	100	69.81	30.18	100	0	100
12.92	51758.83	36478.24	15280.58	6859.88	0	6859.88	100	70.47	29.52	100	0	100
9.69	58428.93	42245.61	16183.32	7333.70	0	7333.70	100	72.30	27.69	100	0	100
6.46	55370.84	39922.63	15448.20	6440.99	0	6440.99	100	72.10	27.90	100	0	100
3.23	8371.11	6698.49	1672.62	1117.32	0	1117.32	100	80.01	19.98	100	0	100
2.72	18111.25	12447.99	5663.28	1655.836	0	1655.83	100	68.73	31.26	100	0	100

Tableau IV.6. Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales			Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz(KN)	Nz Poteaux (KN)	Nz Voiles (KN)	Effort tranchant Ty (KN)	Ty Poteaux (KN)	Ty Voiles (KN)	Poids Nz (%)	Nz Poteaux (%)	NzVoiles (%)	Effort tranchant Ty (KN)	Ty Poteaux (KN)	Ty Voiles (KN)
38.76	5338.83	2814.39	2524.43	925.60	0.000	925.60	100	52.71	47.28	100	0	100
35.53	11239.41	6348.14	4891.27	1750.36	0.000	1750.36	100	56.48	43.51	100	0	100
32.30	17077.08	9851.92	7225.16	2537.37	0.000	2537.37	100	57.69	42.30	100	0	100
29.07	23123.62	13928.67	9194.98	3196.63	0.000	3196.63	100	60.23	39.76	100	0	100
25.84	29174.96	17796.46	11378.46	3739.63	0.000	3739.63	100	60.99	39.00	100	0	100
22.61	35443.71	22434.48	13009.22	4188.47	0.000	4188.47	100	63.29	36.70	100	0	100
19.38	41697.35	26670.55	15026.80	4549.30	0.000	4549.30	100	63.96	36.03	100	0	100
16.15	48198.39	31862.42	16335.96	4804.53	0.000	4804.53	100	66.10	33.89	100	0	100
12.92	54666.20	36478.24	18187.95	6573.87	0.000	6573.87	100	66.72	33.27	100	0	100
9.69	61422.53	42245.61	19176.92	6551.42	0.000	6551.42	100	68.77	31.22	100	0	100
6.46	60921.67	39922.63	20999.03	6834.28	0.000	6834.28	100	65.53	34.46	100	0	100
3.23	9246.84	6698.49	2548.35	1437.86	0.000	1437.86	100	72.44	27.55	100	0	100
2.72	17418.02	12447.95	4970.05	3318.09	0.000	3318.09	100	71.46	28.53	100	0	100

d) Q : Facteur de qualité :

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 :$Q= 1 + \sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q de la structure

		Suivant X		**Suivant Y**	
	Critère	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Non	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
		$Q=1+\sum_1^6 P_q$	**1.05**	$Q=1+\sum_1^6 P_q$	**1.05**

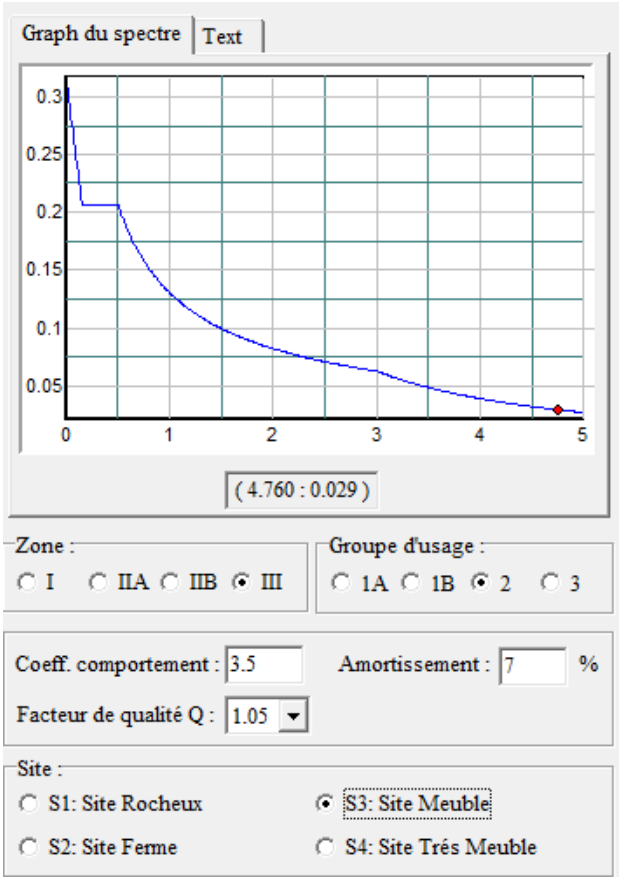


Figure IV.10. Spectre de réponse (X) et (Y)

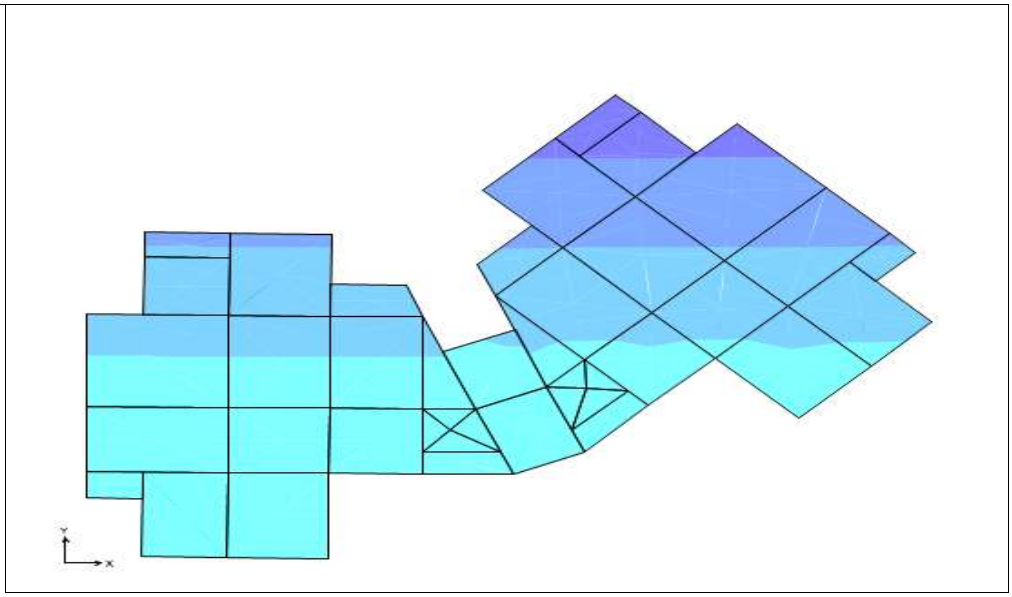
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements en tête.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification d'effort normale réduit à la base.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.5.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

Tableau IV.8. Le comportement des trois premiers modes

Modes	1er mode	2éme mode	3éme mode
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z
Période (s)	**0.823**	**0.700**	**0.567**

Suivant Y	

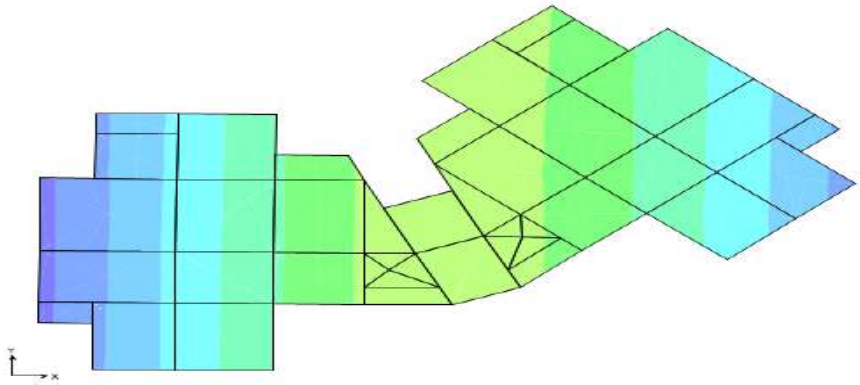
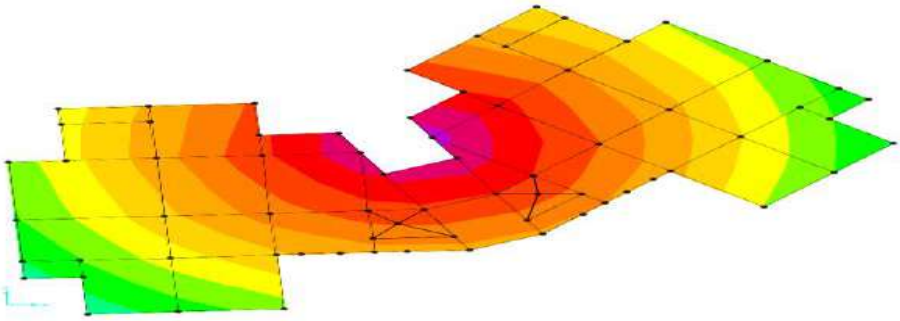
Suivant X	
Autour de Z	

Figure IV.11. Le comportement des trois premiers modes

IV.5.2. Vérification de 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 d'après≪RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.≫

Tableau IV.9. Vérification de participation massique.

Mode (i)	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)	Cumulée de U_x(%)	Cumulée de U_y (%)	Cumulée de R_z(%)
1	0.823	6.221	54.706	0.001	6.221	54.706	0.001
2	0.700	53.788	6.535	2.685	60.008	61.241	2.686
3	0.567	3.374	0.251	53.436	63.382	61.492	56.122
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
118	0.037	0.190	3.282	3.315	90.164	84.718	89.321
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
126	0.033	0.031	2.243	0.404	91.189	89.697	90.187
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
138	0.030	0.796	0.588	0.411	92.048	90.461	90.647
∑	**9.474**						

Commentaire :

La structure est dissipée plus de 90% de l'énergie stocke ou **118**modes suivant l'axe Xet **126** modes auteur de l'axe Z. et **138** modes suivant l'axe Y

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au **138** mode avec un temps égale « T=**9.474** sec » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

Selon RPA version 2003 [Art 4.3.4-b] ; Le nombre minimal des modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$sec

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K

N =11 donc : $K \geq 3\sqrt{11} = 9.949$ on prend : K=10

$T_K = 0.105068 \leq 0.20$sec …… Condition Vérifiée

IV.5.3. Vérification de force sismique à la base :

La résultante des forces sismique à la base $E_d$obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (RPA99 version 2003 Art 4.2.6).

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V_s} > 80\%$

Calcul de la force sismique totale : [Art 4.2.3]

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

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x.}{R}.W \quad ; \quad V_x = \frac{A.D_y.Q_y.}{R}.W$$

Avec :

- ✓ **A :** coefficient d'accélération de zone. **A = 0,25**
- ✓ **D :** facteur d'amplification dynamique moyen.

- Selon RPA version 2003 : [Art 4.2.3]

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

$\boldsymbol{T_2}$ **= 0,5 s**, tableau 4.7 (avec site S_1).

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 10% tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0.882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

T_x = 0.620s. T_y = 0.722s

Donc: D_x= 1.91 ; D_y= 1.726

- ✓ **R : coefficient de comportement global de la structure R** =3.5
- ✓ **Q : facteur de qualité :** Q_x=1.05 ; Q_y=1.05
- ✓ **W : poids total de la structure**

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + ß_1 W_{Q1i} + ß_2 W_{Q2i}$

$\beta_1 = 0.6$ et $\beta_2 = 0.2$

Poids de la structure :W=67060.323KN

Tableau IV.10. Calcul de la force sismique

	Type	Fx	Fy	Fz
Edx	Max	7732.179	2404.686	47.308
Edy	Max	1814.831	8194.735	57.535
$G+ 0.6Q_1+0.2Q_2$	Max	23.975	350.22	67060.323

Avec :

Q_1 : La surcharge d'exploitation (usage habitation)

Q_2 ; La surcharge d'exploitation (usage Commercial)

Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	A	D	R	Q	∑Wi (KN)	Vs (KN)	E_d	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \geq 0.8$
X	0.25	1.910	3.5	1.05	67060.323	9589.626	7732.179	0.806	Vérifiée
Y	0.25	1.726	3.5	1.05	67060.323	8650.782	8194.735	0.947	Vérifiée

IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement :

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

Avec : F_{ix} : la force distribuée en hauteur suivant X.

F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant Y.

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mt_x = X_G \times Wi$

$Mt_y = Y_G \times Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

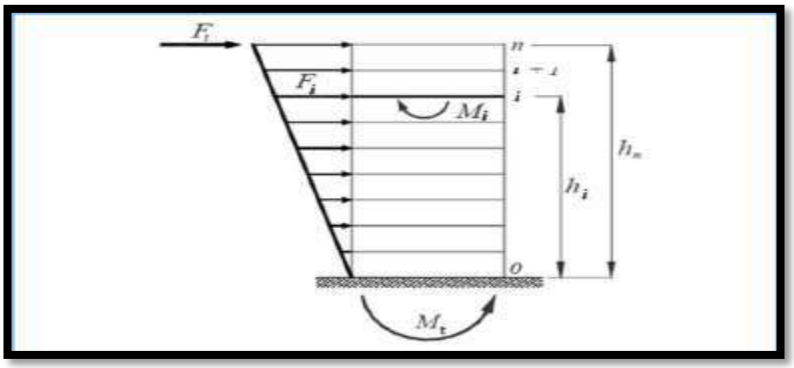


Figure IV.12. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

Distribution de la résultante des forces sismiques :[Art 4.4.1]

$$F_i = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}. (V - F_t)$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T.V \leq 0.25\ V & \text{Si T} \geq 0.7\ s \\ 0 & \text{Si T} < 0.7\ s \end{cases}$$

On a: Tx= 0.620 s ≤ 0.7 s → Ft = 0 KN

Ty= 0.722 s > 0.7 s → Ft = 0.07*0.722*10237.810 = 517.419 KN

$$F_{ix} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}.V_x = \alpha_x . V_x \ , \ F_{iy} = \left\{\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right\}. (V_y - F_t) = \alpha_y . (V_y - 517.419)$$

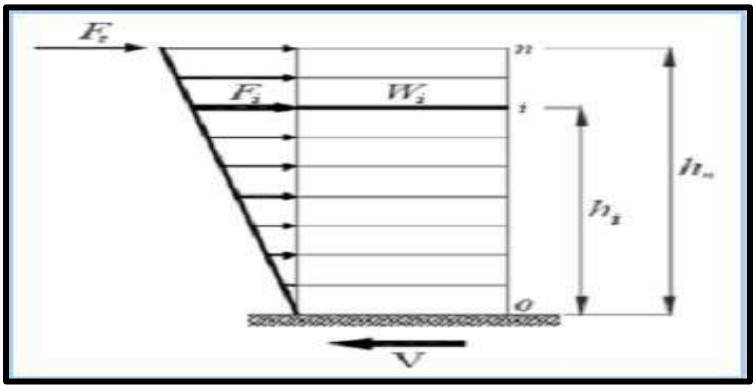


Figure IV.13. La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

On a :

$V_X =$ 9589.626 KN et $V_y =$ 8650.782 KN

Tableau IV.12. Calcul du moment de renversement etla force sismique selon la hauteur

hi (m)	Wi (KN)	Wi * hi	Fi_x (KN)	Fi_y (KN)	Mrx(KN.m)	Mry(KN.m)
38.76	2251.12	87253.411	680.477	582.579	26375,289	22580,762
35.53	5564.23	197697.092	1541.823	1319.995	54780,971	46899,422
32.30	5544.99	179103.177	1396.806	1195.846	45116,834	38625,826
29.07	5611.01	163112.061	1272.104	1089.076	36980,063	31659,439
25.84	5677.11	146696.522	1144.065	979.472	29562,640	25309,556
22.61	5750.89	130027.623	1014.066	868.175	22928,032	19629,437
19.38	5824.78	112884.236	880.374	753.712	17061,648	14606,939
16.15	5906.32	95387.068	743.925	636.885	12014,389	10285,693
12.92	5971.99	77158.111	601.745	515.173	7774,545	6656,035
9.69	6077.3	58889.037	459.275	393.194	4450,375	3810,050
6.46	6179.86	39921.896	311.354	266.552	2011,347	1721,926
3.23	6127.25	19791.018	154.356	132.141	498,570	426,815
2.72	1765.19	4801.317	37.450	32.058	101,864	87,198
∑		1312722.57			259656,566	222299,098

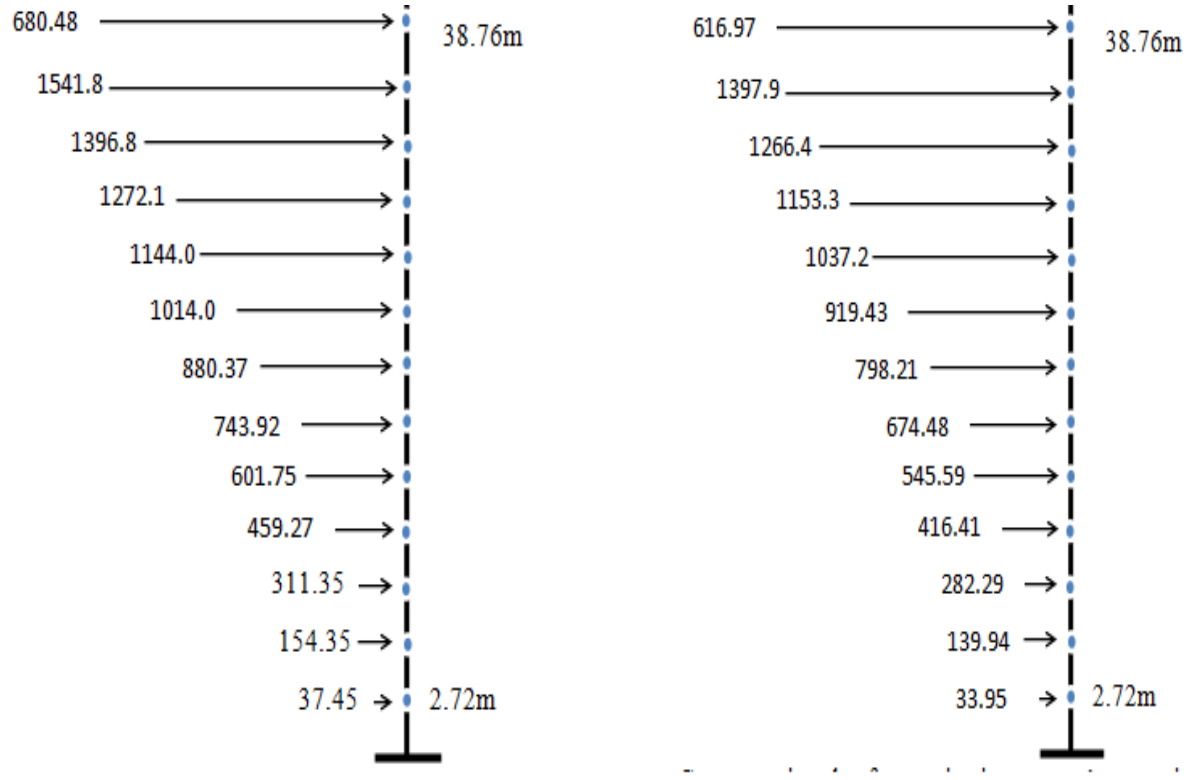


Figure IV.14. Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X.Y)

Tableau IV.13. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	$M_t x_i$ (KN.m)	$M_t y_i$ (KN.m)
+ 2.72	1765,191	6,485	4,01	11447,264	7078,416
+ 3.23	6127,253	17,078	13,467	104641,227	82515,716
+ 6.46	6179,865	14,62	11,942	90349,626	73799,948
+ 9.69	6077,297	14,641	11,857	88977,705	72058,511
+ 12.92	5971,994	14,629	11,761	87364,300	70236,621
+ 16.15	5906,324	14,647	11,649	86509,928	68802,768
+ 19.38	5824,778	14,649	11,645	85327,173	67829,540
+ 22.61	5750,894	14,652	11,64	84262,099	66940,406
+ 25.84	5677,115	14,654	11,637	83192,443	66064,587
+ 29.07	5611,008	14,657	11,633	82240,544	65272,856
+ 32.30	5544,994	14,659	11,629	81284,067	64482,735
+ 35.53	5564,234	14,607	11,76	81276,766	65435,392
+ 38.76	2251,118	14,83	14,549	33384,080	32751,516
∑				1000257,222	803269,012

Donc : il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.14. Vérification de stabilisation.

M t_x (KN.m)	M t_y(KN.m)	M $_{0x}$(KN.m)	M $_{0y}$ (KN.m)	$\frac{M_{Tx}}{M_{0x}}$	$\frac{M_{Ty}}{M_{0y}}$	$\frac{M_{Tx}}{M_{0x}} \geq$ 1.5	$\frac{M_{Ty}}{M_{0y}} \geq$ 1.5
1000257,222	803269,012	259656.57	222299.12	3.85	3.61	Vérifiée	Vérifiée

Commentaire :

La condition est vérifiée, ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.5.5. Vérification des déplacements en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastrée à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. **[Art B.6.5.3]**Avec :$\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h: La hauteur totale des étages.δ réel $\leq \delta_{adm}$

Tableau IV.15. Vérification déplacement en tête

	δ théorique (cm)	R	δréel (cm)	$\delta_{adm} = \frac{h}{250}$(cm)	δ réel $\leq \delta_{adm}$
δ_x	3.91	3.5	13.69	15.504	Vérifiée
δ_y	3.61	3.5	12.64	15.504	Vérifiée

Commentaire :

Le déplacement en tête de la structure soit inferieure ou déplacement admissible.

IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$**[Art 4.4.3]**

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

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

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **[Art 5.10]**(1)

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser: Δ_k limite = $0.01 h_e$

h_e : La hauteur de l'étage K.

On va vérifier :$(\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}) \leq 0.01 h_e$.

Suivant X :

Tableau IV.16. Vérification des déplacements inter étages Sens X

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
38.76	3.912	13.692	1.438	3.23	Ok	3.12	3.5
35.53	3.501	12.254	1.463	3.23	Ok	3.17	3.5
32.3	3.083	10.791	1.477	3.23	Ok	3.20	3.5
29.07	2.661	9.314	1.484	3.23	Ok	3.22	3.5
25.84	2.237	7.83	1.463	3.23	Ok	3.17	3.5
22.61	1.819	6.367	1.407	3.23	Ok	3.05	3.5
19.38	1.417	4.96	1.316	3.23	Ok	2.85	3.5
16.15	1.041	3.644	1.194	3.23	Ok	2.59	3.5
12.92	0.7	2.45	1.025	3.23	Ok	2.22	3.5
9.69	0.407	1.425	0.816	3.23	Ok	1.77	3.5
6.46	0.174	0.609	0.542	3.23	Ok	1.17	3.5
3.23	0.019	0.067	0.011	0.51	Ok	0.15	3.5
2.72	0.016	0.056	0.056	2.72	Ok	0.14	3.5

Suivant Y :

Tableau IV.17. Vérification des déplacements inter étages sens y

Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
38.76	3.382	11.837	0.598	3.23	Ok	1.30	3.5
35.53	3.211	11.239	1.418	3.23	Ok	3.07	3.5
32.3	2.806	9.821	1.417	3.23	Ok	3.07	3.5
29.07	2.401	8.404	1.4	3.23	Ok	3.03	3.5
25.84	2.001	7.004	1.358	3.23	Ok	2.94	3.5
22.61	1.613	5.646	1.288	3.23	Ok	2.79	3.5
19.38	1.245	4.358	1.183	3.23	Ok	2.56	3.5
16.15	0.907	3.175	1.033	3.23	Ok	2.24	3.5
12.92	0.612	2.142	0.885	3.23	Ok	1.92	3.5
9.69	0.359	1.257	0.7	3.23	Ok	1.52	3.5
6.46	0.159	0.557	0.462	3.23	Ok	1.00	3.5
3.23	0.027	0.095	0.018	0.51	Ok	0.25	3.5
2.72	0.022	0.077	0.077	2.72	Ok	0.20	3.5

Commentaire :

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité).

La déformation ε ne dépasse pas la limite élasto plastique (domaine élasto plastique) dans les deux directions.

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. **[Art 2.5.5]**

IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments :

Par le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Les poutres selon CBA93 : **Annexe 6** **[Art A.5.1]**

Il faut vérifier que : $\tau_{MAX} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.18. Vérification du cisaillement des éléments.

section	PP30x45	PS30x40	Ppal30x30	CH30x30	Long30x35
b(cm)	30	30	30	30	30
H(cm)	45	40	35	30	35
T(v2) (kN)	177.558	225.811	18.378	47.183	8.080
situation	Accidentelle	Accidentelle	Accidentelle	Accidentelle	Durable
Type de Fissuration	F.Pré	F.Peu Nui	F.Pré	F.Pré	F.Pré
τ (MPa)	1.39	2.01	0.18	0.48	0.10
τ adm (MPa)	3.26	4.35	3.26	3.26	2.5
vérification	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

Commentaire :

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux.
- Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

IV.5.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3]

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \chi f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière. Bc = (b-2) *(h-2)

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal réduit à la base

Niveau	b(cm)	h(cm)	$\mathbf{N_d(kN)}$	$\mathbf{B_c(cm^2)}$	combinaison	$\boldsymbol{\nu}$	$\boldsymbol{\nu \leq 0.3}$
Sous-sol	65	65	2624.518	396900	G+Q-Edx	0.265	Oui
	65	65	2659.049	396900	G+Q-Edy	0.268	Oui
RDC	65	65	2375.119	396900	G+Q-Edx	0.239	Oui
	65	65	2522.777	396900	G+Q-Edy	0.254	Oui
	60	60	2332.835	336400	G+Q+Edx	0.277	Oui
	60	60	2392.416	336400	G+Q+Edy	0.284	Oui
1ier	60	60	2100.189	336400	G+Q-Edx	0.250	Oui
	60	60	2152.038	336400	G+Q+Edy	0.256	Oui
2éme	55	55	1867.238	280900	G+Q-Edx	0.266	Oui
	55	55	1910.172	280900	G+Q-Edy	0.272	Oui
3éme	55	55	1640.007	280900	G+Q-Edx	0.234	Oui
	55	55	1674.036	280900	G+Q-Edy	0.238	Oui
4éme	50	50	1414.194	230400	G+Q-Edx	0.246	Oui
	50	50	1439.638	230400	G+Q-Edy	0.250	Oui
5éme	50	50	1194.774	230400	G+Q-Edx	0.207	Oui
	50	50	1212.839	230400	G+Q-Edy	0.211	Oui
6éme	45	45	977.900	184900	G+Q-Edx	0.212	Oui
	45	45	989.588	184900	G+Q-Edy	0.214	Oui
7éme	45	45	767.742	184900	G+Q-Edx	0.166	Oui
	45	45	774.808	184900	G+Q-Edy	0.168	Oui
8éme	40	40	560.63	144400	G+Q-Edx	0.155	Oui
	40	40	564.435	144400	G+Q-Edy	0.156	Oui
9éme	40	40	359.573	144400	G+Q-Edx	0.100	Oui
	40	40	361.988	144400	G+Q-Edy	0.100	Oui
10éme	35	35	164.539	108900	G+Q-Edx	0.060	Oui
	35	35	162.812	108900	G+Q-Edy	0.060	Oui

IV.5.9. Vérification de cisaillement des voiles

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9*L.

La contrainte limite de cisaillement : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau VI.20 : Vérification de cisaillement des voiles.

La direction	La section [cm²]	T (kN)	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Y	400x20	1184.910	2.30	5	Oui
	540x20	-1682.257	2.42	5	Oui
	330x20	-332.554	0.78	5	Oui
D	290x20	-1269.383	3.40	5	Oui
	150x20	827.689	4.29	5	Oui
	120x20	211.662	1.37	5	Oui
	270x20	-549.368	1.58	5	Oui
	405x20	250.858	0.48	5	Oui
	255x20	465.736	1.42	5	Oui
	490x20	-1135.188	1.80	5	Oui

IV.5.10. 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 :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

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

Si :θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.21. Vérification l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y)

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	WI.HI	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	Vérification
38.76	2251.12	1.44	0.60	87253.41	515.88	478.25	323	0.019	0.009	Vérifiée
35.53	5564.23	1.46	1.42	197697.09	1168.86	1083.62	323	0.022	0.023	Vérifiée
32.3	5544.99	1.48	1.42	179103.18	1058.93	981.7	323	0.024	0.025	Vérifiée
29.07	5611.01	1.48	1.4	163112.06	964.38	894.05	323	0.027	0.027	Vérifiée
25.84	5677.11	1.46	1.35	146696.52	867.33	804.07	323	0.03	0.03	Vérifiée
22.61	5750.89	1.41	1.29	130027.62	768.77	712.71	323	0.033	0.032	Vérifiée
19.38	5824.78	1.32	1.19	112884.24	667.41	618.74	323	0.036	0.035	Vérifiée
16.15	5906.32	1.19	1.03	95387.07	563.96	522.84	323	0.039	0.036	Vérifiée
12.92	5971.99	1.03	0.88	77158.11	456.19	422.92	323	0.042	0.038	Vérifiée
9.69	6077.3	0.81	0.70	58889.04	348.17	322.78	323	0.044	0.041	Vérifiée
6.46	6179.86	0.54	0.47	39921.90	236.03	218.82	323	0.044	0.041	Vérifiée
3.23	6127.25	0.01	0.01	19791.02	117.01	108.48	51	0.01	0.011	Vérifiée
2.72	1765.19	0.06	0.08	4801.32	28.39	26.32	272	0.014	0.02	Vérifiée

IV.6. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, et à partire de l'étude dynamique de la structure on a changé les dimensions des éléments a les dimensions finals suivants :

Les Poutres :

Poutres principales (30x45) cm^2

Poutres secondaires (30x40) cm^2

Poutres palier (30x35) cm^2

Les chinages (30x30) cm^2

Les longrines (30x30) cm^2

Les poteaux :

Pour (Sous-sol) :(65x65) cm^2.

Pour (RDC+1) étages :(60x60) cm^2.

Pour (2+3) étages :(55x55) cm^2.

Pour (4+5) étages :(50x50) cm^2.

Pour (6+7) étages :(45x45) cm^2.

Pour (8+9) étages :(40x40) cm^2.

Pour (10) étages :(35x35) cm^2.

L'épaisseur du voile :

Ep Voile=20 cm.

Ep Voile Périphérique =25 cm.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA 99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du CBA 93 :
  - ✓ **E.L.U :** 1,35G +1,5Q
  - ✓ **E.L.S :** G + Q
- Les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

Dans notre cas, on a les combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du CBA 93 :

  - **ELU :** $1,35G +1,5Q_1+1.5Q_2$
  - **ELS :** $G + Q_1+Q_2$

- Les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :

$G +Q_1+Q_2 \pm Edx$

$G +Q_1+Q_2 \pm Edy$

$0,8\ G \pm Edx$

$0,8\ G \pm Edy$

Remarque :

Pour notre Cas

Q_1 : La surcharge d'exploitation (usage habitation)

Q_2 ; La surcharge d'exploitation (usage Commercial)

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effetdes moments les plus défavorables. PA 2003

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

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	$\sigma_s = 348$ Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\sigma_s = 400$ Mpa

V.2.2. Recommandations du RPA99 :

V.2.2.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section. **[Art 7.5.2.1]**
  - A_s^{min} = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x45) = **6.75 cm²**
  - A_s^{min}= 0.5% (b x h) = 0.005x (30x40) = **6 cm²**
  - A_s^{min}= 0.5% (b x h) = 0.005x (30x30) = **4.5 cm²**
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.

➢ **Poutrede section (30x45) :**

$$\begin{cases} 4\%\ enzonecourant \\ 6\%\ enzonenodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04\ x(30\ x\ 45) = 54cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06\ x(30\ x\ 45) = 81cm^2 \end{cases}$$

➢ **Poutre de section (30x40) :**

$$\begin{cases} 4\%\ enzonecourant \\ 6\%\ enzonenodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04\ x(30\ x\ 40) = 48cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06\ x(30\ x\ 40) = 72cm^2 \end{cases}$$

➢ **Poutrede section (30x30) :**

$$\begin{cases} 4\%\ enzonecourant \\ 6\%\ enzonenodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04\ x(30\ x\ 30) = 36\ cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06\ x(30\ x\ 30) = 54\ cm^2 \end{cases}$$

V.2.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres

Poutres	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A finale (cm^2)	A choisie (cm^2)
PP 01 (30x45)	Travée	63.64	1.35G+1.5Q	0.00	4.50	3HA14 =4.62	4.62
	Appui	-144.75	G+Q-Edy	0.00	9.24	3HA14+3chHA14 =9.24	9.24
PP 02 (30x45)	Travée	73.26	1.35G+1.5Q	0.00	5.22	3HA16 =6.03	6.03
	Appui -	-211.18	G+Q-Edy	0.00	14.11	3HA16+6chHA14 =15.27	15.27
PS 01 (30x40)	Appui +	62.865	0.8G+Edy	0.00	4.38	3HA14+2HA12 =6.88	4.62
	Appui -	-93.06	G+Q+Edy	0.00	6.63	3HA14+2HA12 =6.88	6.88
PS 02 (30x40)	Appui +	145.193	0.8G+Edx	0.00	10.80	3HA14+5HA14 =12.32	12.32
	Appui -	-146.90	G+Q-Edx	0.00	10.95	3HA14+5HA14 =12.32	12.32
Chinages (30X30)	Appui +	27.228	G+Q+Edy	0.00	2.50	3HA12+1HA12 =4.52	4.52
	Appui -	-34.759	G+Q-Edy	0.00	3.30	3HA12+1HA12 =4.52	4.52

V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA2003et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- A tendue $\geq A_{min}$ CBA
- A Travée $\geq A_{min\ RPA}$ et A Travée $\leq A_{max\ RPA}$
- A appui $\geq A_{min\ RPA}$ et A appui $\leq A_{max\ RPA}$

Tableau V.3. Vérification des poutres selon RPA2003 et CBA93

Poutres	A (cm^2)	A_{minCBA} (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	Vérification
PP 01 (30x45)	13.85	1.35	6.75	Oui
PP 02 (30x45)	21.30	1.35	6.75	Oui
PS 01 (30x40)	13.76	1.2	6.00	Oui
PS 02 (30x40)	16.93	1.2	6.00	Oui
Chinages (30X30)	7.92	0.9	4.50	Oui

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'ELS est nécessaire.

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS

Poutres	N°	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PP 01 (30x45)	1052	Travée	46.56	3.88	15	129.87	47.11	201.63	Oui
	1481	Appui	-77.70	5.12		/	/		Oui
PP 02 (30x45)	1956	Travée	53.25	3.81		/	/		Oui
	1152	Appui	-119.19	6.00		/	/		Oui
PS 01 (30x40)	1175	Travée	33.73	3.40		/	/		Oui
	1454	Appui	-49.05	3.24		/	/		Oui
PS 02 (30x40)	1660	Travée	41.06	4.14		/	/		Oui
	1454	Appui	-49.05	3.44		/	/		Oui
Chinages (30X30)	153	Travée	8.55	1.54		19.23	19.23		Oui
	129	Appui	-10.82	2.62		96.18	26.95		Oui

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 .d}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants : Voir **annexe 6**

Tableau V.5. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Poutres	N°	Vu (KN)	Combinaison	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PP 01 (30x45)	1359	156.435	G+Q+Edy	1.23	4.34	Vérifiée
PP 02 (30x45)	1152	177.602	G+Q+Edy	1.39	4.34	Vérifiée
PS 01 (30x40)	1706	95.349	G+Q+Edx	0.83	3.26	Vérifiée
PS 01 (30x40)	1131	-225.847	G+Q-Edx	2.01	4.34	Vérifiée
Chinages (30X30)	153	-47.234	G+Q-Edx	0.57	3.26	Vérifiée

V.2.6. Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant voir **annexe 9**:

Tableau V.6. Calcul des armatures transversales et leur espacement

Elément		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
PP 01 (30x45)	1.23	38.25	1.15	11.25	15	1.35	10	15	**4HA8 = 2.01**
PP 02 (30x45)	1.39	38.25	1.15	11.25	15	1.35	10	15	**4HA8 = 2.01**
PS 01 (30x40)	0.83	33.75	1.01	10	20	1.8	10	15	**4HA8 = 2.01**
PS 01 (30x40)	2.01	33.75	1.01	10	20	1.8	10	15	**4HA8 = 2.01**
Chinages (30X30)	0.57	24.75	0.74	7.5	15	1.35	10	15	**4HA8 = 2.01**

V.2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes dans l'**annexe7:**

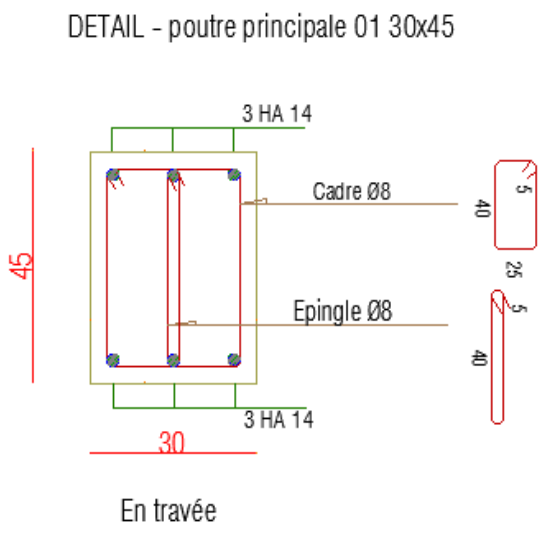
Tableau V.7. Vérification de la flèche des poutres.

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP 01 (30x45)	0.15	0.063	Vérifiée	0.15	0.075	Vérifiée	0.006	0.011	Vérifiée
PP 02 (30x45)	0.094	0.063	Vérifiée	0.094	0.075	Vérifiée	0.006	0.011	Vérifiée
PS 01 (30x40)	0.125	0.063	Vérifiée	0.125	0.075	Vérifiée	0.003	0.011	Vérifiée
PS 01 (30x40)	0.105	0.063	Vérifiée	0.105	0.075	Vérifiée	0.003	0.011	Vérifiée
Chinages (30X30)	0.24	0.063	Vérifiée	0.24	0.075	Vérifiée	0.0041	0.011	Vérifiée

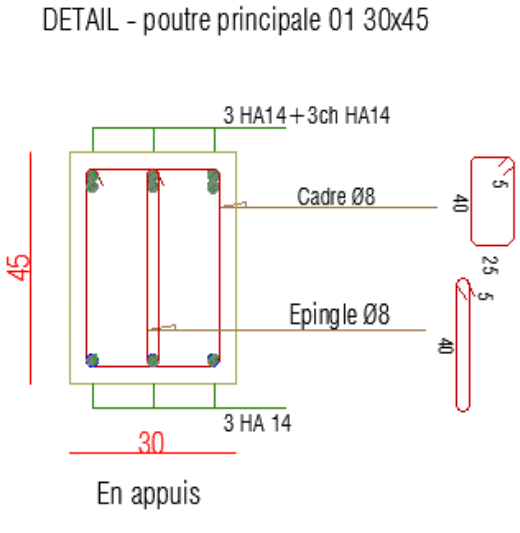
Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.8. Schémas des armatures des poutres :

Les Poutres principales 01



En travée



En appuis

Les Poutres principales 02

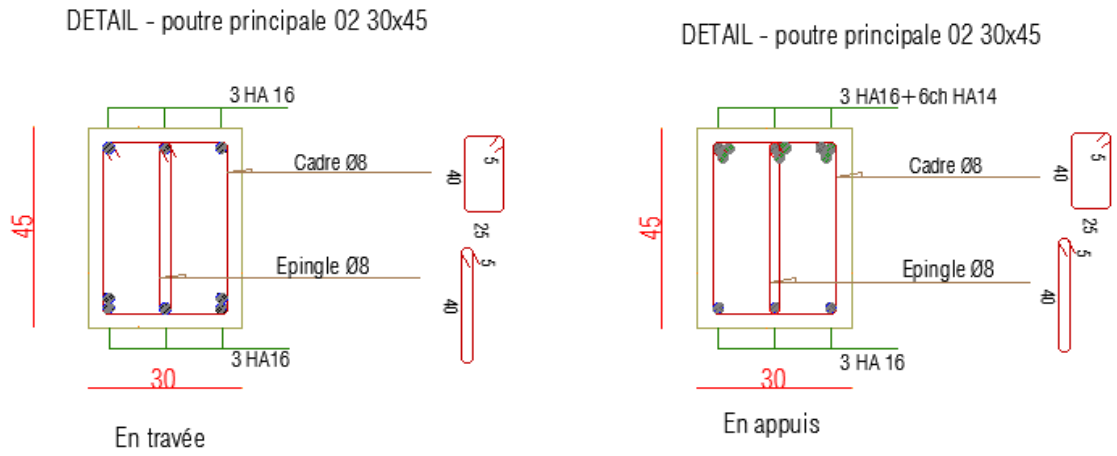
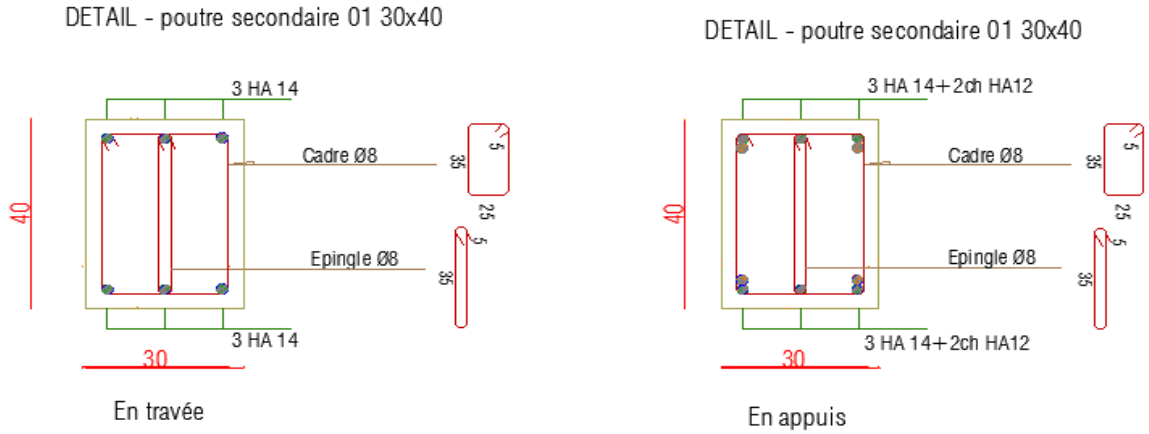


Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales 01 et 02 (30x45)

Les Poutres secondaires 01



Les Poutres secondaires 02

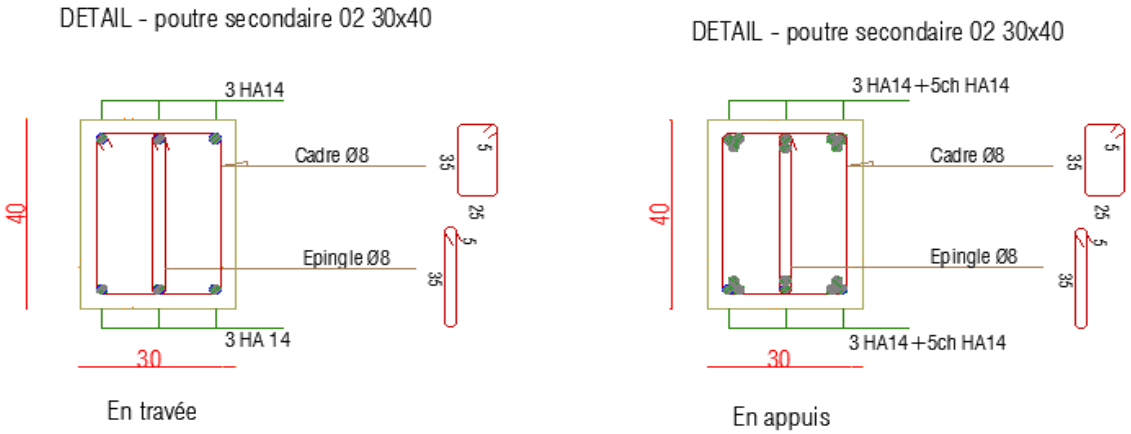


Figure V.2. Disposition des armatures des poutres secondaires 01 et 02 (30x40)

Chinage

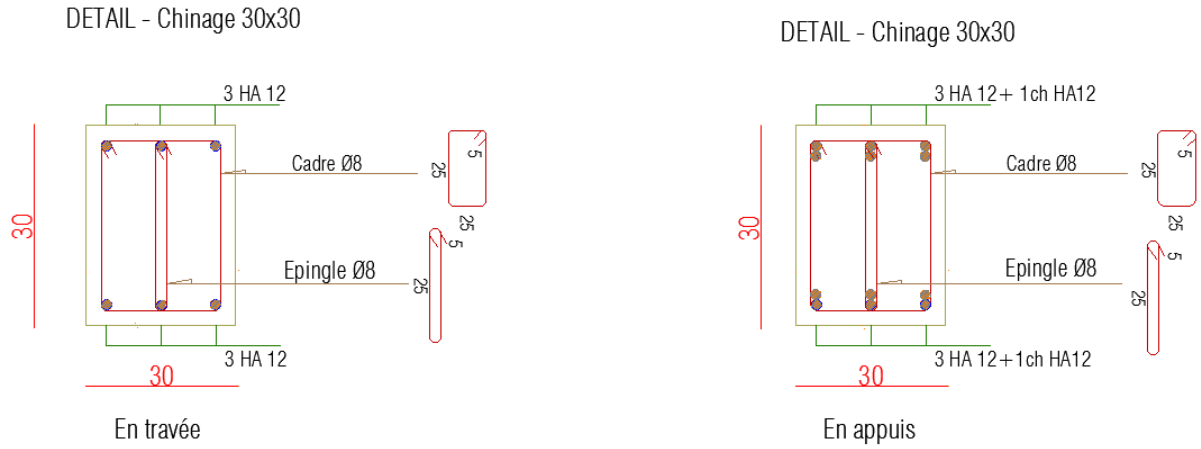


Figure V. 3. Disposition des armatures des chinages (30x30)

V.3.Les longrines :

V.3.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et Surcharges en un effort de traction.

V.3.2. Pré dimensionnement :

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 10.1.1.b]**

Pour un sol de fondation de catégorie (S3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

Donc : on adopte: (b × h) = (30x35) cm².

V.3.3. Détermination des sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une

Force " F " égale à : $\begin{cases} F_{ELU} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20KN \\ F_{ELS} = \frac{N_s}{\alpha} \geq 20KN \end{cases}$

Avec :

N_u : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU.

N_s : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELS.

α: Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau V.8. Valeurs de coefficient α

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

Dans notre cas : site S2 et zone sismique IIb ; (**α = 10**)

$$\begin{cases} F_{ELU} = \dfrac{3215.2}{10} = 321.52KN \geq 20KN \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV \\ F_{ELS} = \dfrac{2347.99}{10} = 234.799KN \geq 20KN \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV \end{cases}$$

V.3.4. Calcul du ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **<u>à l'ELU :</u>**

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$

V.3.5. Recommandation des règlements :

➢ **Selon le CBA :** **[Art 7.1.2]**

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{B(cm^2)}{1000}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9. Ferraillage longitudinal des longrines.

B (cm^2)	N_u (KN)	F_u (KN)	A calculé (cm^2)	A choisir (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	Vérification
30x35	3215.2	321.52	9.24	**8HA14=12.32**	1.05	6.30	Vérifiée

V.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'ELS sous Mser.

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$

Avec : $\sigma_s = \frac{F_s}{A} = \frac{234.799\ x\ 10^3}{1206} = 194.69MPa$ $\overline{\sigma_s}$= Min ($\frac{2}{3}f_e$; $110\sqrt{\eta\ .\ f_{tj}}$) =201.63MPa

Tableau V.10. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_s (KN)	F_s (KN)	$A_{choisir}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x35	2347.99	234.799	12.32	190.58	201.63	CV

Condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 : $B \leq \frac{A.f_e}{f_{tj}}$

B = 30x35 = 1.05cm^2 $\leq \frac{12.32*400}{2.1}$=2346.67$cm^2$…….…….. CV

V.3.7. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{8.08\ x\ 10^3}{300x325}$ = 0.082MPa

τ_u = 0.082MPa $\leq \overline{\tau_u}$ =2.5MPa ……..…….. CV

Armatures transversales :

Il ne faut pas prévoir d'Epingle car la longrine est soumise a la traction simple et en tractin semple il n'y a pas d'effort tranchant.

Un cadre tous les «30 cm «est suffisant pour maintenir les armatures longitudinales dans leurs positions

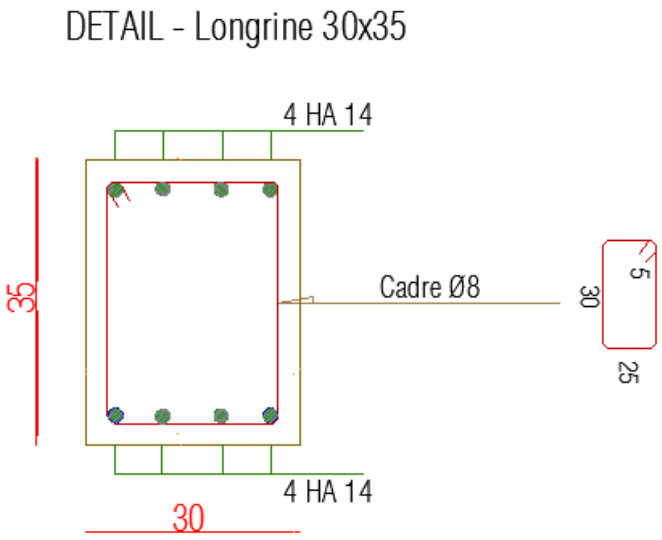


Figure V.4. Disposition des armatures des Longrines (30x35)

V.4.Ferraillage des poteaux :

V.4.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.4.2. Détermination des armatures longitudinales :

Recommandation Selon le **CBA93** et**RPA v2003 Art.7.4.2.1**, voir **annexe10**

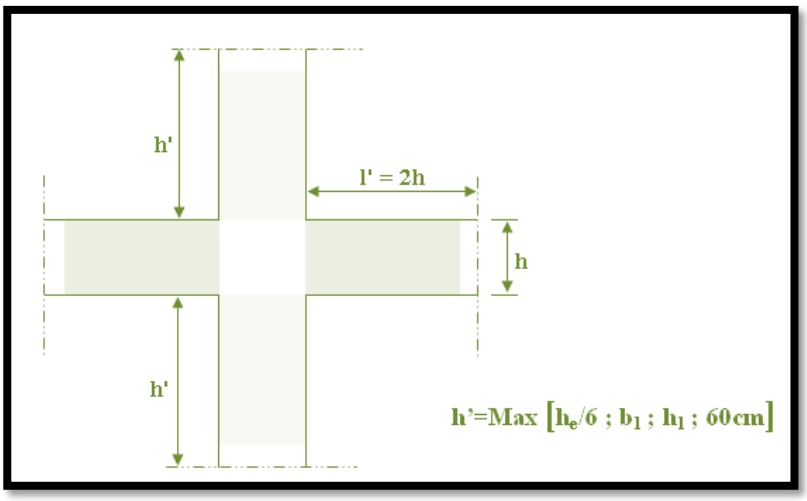


Figure V.5. Définition de la zone nodale dans les poteaux.

V.4.2.3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable :

Béton : γ_b =1,5 ; f_{c28} = 25MPa ; σ_b = 14,2MPa.

Acier : γ_s =1,15 ; FeE =400MPa ; σ_s = 348MPa.

- Situation accidentelle :

Béton : γ_b =1,15 ; f_{c28}= 25 MPa; σ_b = 18,5MPa.

Acier : γ_s =1 ; FeE = 400MPa ; σ_s = 400MPa.

Avec: d = 0.9 h et c = c ' = h-d

Les résultants du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU

Etage	Section	Comb	Sollicitations						$A_{calculé}$ (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Sous-sol	65x65	ACC	N_{max}	2630.86	38.03	0	M_{ycorr}	0	10.40	38.03	20HA16=40.21
		ACC	N_{min}	20.68	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	3077.24	M_{xcorr}	-15.45	M_{ycorr}	-8.469	10.40		
		ELU	N_{min}	1199.31	M_{xcorr}	-26.90	M_{ycorr}	13.36			
		ELU	M_{max}	13.36	N_{corr}	1199.31	M_{corr}	-26.90			
RDC	60x60	ACC	N_{max}	2363.91	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	9.6	32.40	20HA16=40.21
		ACC	N_{min}	792.20	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	2711.26	M_{xcorr}	-31.36	M_{ycorr}	-15.52	9.6		
		ELU	N_{min}	1008.44	M_{xcorr}	-11.49	M_{ycorr}	-1.18			
		ELU	M_{max}	23.77	N_{corr}	1263.32	M_{corr}	--28.47			
1ier	60x60	ACC	N_{max}	2123.53	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	9.6	32.40	20HA16=40.21
		ACC	N_{min}	701.35	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	2410.78	M_{xcorr}	-19.52	M_{ycorr}	-3.44	9.6		
		ELU	N_{min}	875.95	M_{xcorr}	-7.67	M_{ycorr}	-17.17			
		ELU	M_{max}	-18.02	N_{corr}	1915.63	M_{corr}	-38.02			
2éme	55x55	ACC	N_{max}	1886.22	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	8.8	27.23	16HA16=32.17
		ACC	N_{min}	590.45	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	2120.14	M_{xcorr}	-17.08	M_{ycorr}	-3.76	8.8		
		ELU	N_{min}	737.54	M_{xcorr}	-4.58	M_{ycorr}	-10.23			
		ELU	M_{max}	21.47	N_{corr}	1000.91	M_{corr}	24.32			
3éme	55x55	ACC	N_{max}	1650.08	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	8.8	27.23	16HA16= 32.17
		ACC	N_{min}	492.83	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	1845.63	M_{xcorr}	-18.07	M_{ycorr}	-2.57	8.8		
		ELU	N_{min}	614.95	M_{xcorr}	-5.035	M_{ycorr}	-12.10			
		ELU	M_{max}	31.03	N_{corr}	877.34	M_{corr}	31.61			
4éme	50x50	ACC	N_{max}	1419.84	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	8	22.50	12HA16= 24.13
		ACC	N_{min}	403.21	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	1580.08	M_{xcorr}	-13.45	M_{ycorr}	-1.10	8		
		ELU	N_{min}	499.51	M_{xcorr}	-3.15	M_{ycorr}	-6.50			
		ELU	M_{max}	30.10	N_{corr}	754.84	M_{corr}	25.31			
5éme	50x50	ACC	N_{max}	1194.77	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	8	22.50	12HA16=24.13
		ACC	N_{min}	318.35	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	1327.95	M_{xcorr}	-14.26	M_{ycorr}	0.03	8		
		ELU	N_{min}	397.62	M_{xcorr}	-3.34	M_{ycorr}	-7.71			
		ELU	M_{max}	40.60	N_{corr}	639.88	M_{corr}	30.19			
6éme	45x45	ACC	N_{max}	977.90	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	7.2	18.23	12HA14= 18.47
		ACC	N_{min}	237.51	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	1083.06	M_{xcorr}	-9.91	M_{ycorr}	1.01	7.2		
		ELU	N_{min}	302.74	M_{xcorr}	-2.03	M_{ycorr}	-3.48			
		ELU	M_{max}	35.45	N_{corr}	525.91	M_{corr}	23.82			
7éme	45x45	ACC	N_{max}	767.74	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	7.2	18.23	12HA14= 18.47
		ACC	N_{min}	170.10	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	848.58	M_{xcorr}	-10.24	M_{ycorr}	2.36	7.2		
		ELU	N_{min}	219.07	M_{xcorr}	-2.02	M_{ycorr}	-3.82			
		ELU	M_{max}	45.41	N_{corr}	418.39	M_{corr}	28.55			
8éme	40x40	ACC	N_{max}	560.63	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	6.4		
		ACC	N_{min}	114.25	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			

		ELU	N_{max}	619.24	M_{xcorr}	-6.57	M_{ycorr}	2.62	6.4	14.40	4HA14+8HA12 =15.21
		ELU	N_{min}	142.84	M_{xcorr}	-1.243	M_{ycorr}	-1.09			
		ELU	M_{max}	35.94	N_{corr}	311.09	M_{corr}	21.63			
9éme	40x40	ACC	N_{max}	361.99	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	6.4	14.40	4HA14+8HA12 =15.21
		ACC	N_{min}	76.827	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	400.69	M_{xcorr}	19.28	M_{ycorr}	25.76	6.4		
		ELU	N_{min}	75.12	M_{xcorr}	-1.54	M_{ycorr}	-0.26			
		ELU	M_{max}	43.60	N_{corr}	207.94	M_{corr}	25.85			
10éme	35x35	ACC	N_{max}	164.54	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	5.6	11.03	12HA12= 13.57
		ACC	N_{min}	43.65	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0			
		ELU	N_{max}	186.26	M_{xcorr}	15.21	M_{ycorr}	19.66	5.6		
		ELU	N_{min}	33.99	M_{xcorr}	1.16	M_{ycorr}	1.21			
		ELU	M_{max}	33.58	N_{corr}	105.11	M_{corr}	19.90			

V.4.2.4. Vérification selon le RPA et CBA :

$A_{min\ CBA}=\frac{B}{1000}$

$A_{min\ RPA}$=0.009*b*h ……. Zone III**[Art 7.4.2.1]**

Tableau V.12. Ferraillages longitudinaux des poteaux

Poteaux	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A final (cm^2)
(65*65)	10.40	4.23	38.03	20HA16=40.21
(60*60)	9.6	3.6	32.40	20HA16=40.21
(55*55)	8.8	3.03	27.23	16HA16=32.17
(50*50)	8	2.5	22.50	12HA16=24.13
(45*45)	7.2	2.03	18.23	12HA14=18.47
(40*40)	6.4	1.6	14.40	4HA14+8HA12=15.21
(35*35)	5.6	1.23	11.03	12HA12=13.57

Commentaire : Les armatures longitudinales des poteaux sont Vérifiée

V.4.2.5. 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.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible suivants :

La contrainte de béton est limitée par :$\overline{\sigma_b} = 15$ MPa

La fissuration est considérée : Peu nuisible (poteaux intermédiaires)

Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle). $\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3} f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)

Tableau V.13. Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service.

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
Sous-sol	65x65	N_{max}	2247.28	$M_{x\,corr}$	-11.41	$M_{y\,cor}$	-6.02	Peu nuisible	4.90	/	/	Vérifiée
		N_{min}	877.56	$M_{x\,corr}$	-19.73	$M_{y\,cor}$	9.66	Peu nuisible	2.32	/	/	Vérifiée
		M_{max}	-19.73	N_{corr}	877.56	M_{corr}	9.66	Peu nuisible	2.32	/	/	Vérifiée
RDC	60x60	N_{max}	1982.17	$M_{x\,corr}$	-23.05	$M_{y\,cor}$	-11.12	Préjudiciable	5.39	0.00	80.80	Vérifiée
		N_{min}	741.40	$M_{x\,corr}$	-8.42	$M_{y\,cor}$	-0.88	Peu nuisible	1.94	/	/	Vérifiée
		M_{max}	-20.87	N_{corr}	926.66	M_{corr}	17.20	Peu nuisible	3.09	/	/	Vérifiée
1ier	60x60	N_{max}	1762.46	$M_{x\,corr}$	-14.15	$M_{y\,cor}$	-2.65	Préjudiciable	4.55	0.00	67.85	Vérifiée
		N_{min}	642.50	$M_{x\,corr}$	-5.63	$M_{y\,cor}$	-12.55	Peu nuisible	1.94	/	/	Vérifiée
		M_{max}	-13.13	N_{corr}	1401.01	M_{corr}	-27.66	Peu nuisible	4.23	/	/	Vérifiée
2éme	55x55	N_{max}	1549.93	$M_{x\,corr}$	-12.43	$M_{y\,corr}$	-2.80	Préjudiciable	4.78	0.00	71.13	Vérifiée
		N_{min}	820.80	$M_{x\,corr}$	-3.36	$M_{y\,corr}$	-7.47	Peu nuisible	2.62	/	/	Vérifiée
		M_{max}	15.64	N_{corr}	733.93	M_{corr}	17.84	Peu nuisible	2.68	/	/	Vérifiée
3éme	55x55	N_{max}	1349.25	$M_{x\,corr}$	-13.14	$M_{y\,corr}$	-1.95	Préjudiciable	4.22	0.00	62.65	Vérifiée
		N_{min}	451.01	$M_{x\,corr}$	-3.70	$M_{y\,corr}$	-8.83	Peu nuisible	1.63	/	/	Vérifiée
		M_{max}	22.61	N_{corr}	643.23	M_{corr}	23.18	Peu nuisible	3.21	/	/	Vérifiée
4éme	50x50	N_{max}	1155.10	$M_{x\,corr}$	-9.78	$M_{y\,corr}$	-0.864	Préjudiciable	5.26	0.00	75.70	Vérifiée
		N_{min}	366.35	$M_{x\,corr}$	-2.31	$M_{y\,corr}$	-4.74	Peu nuisible	1.54	/	/	Vérifiée
		M_{max}	21.94	N_{corr}	553.33	M_{corr}	18.57	Peu nuisible	3.59	/	/	Vérifiée
5éme	50x50	N_{max}	970.81	$M_{x\,corr}$	-10.36	$M_{y\,corr}$	-0.05	Préjudiciable	4.62	0.00	66.17	Vérifiée
		N_{min}	291.63	$M_{x\,corr}$	-2.45	$M_{y\,corr}$	-5.62	Peu nuisible	1.32	/	/	Vérifiée
		M_{max}	29.60	N_{corr}	469.01	M_{corr}	22.16	Peu nuisible	3.74	/	/	Vérifiée
6éme	45x45	N_{max}	791.81	$M_{x\,corr}$	-7.197	$M_{y\,corr}$	0.68	Préjudiciable	3.80	0.00	56.38	Vérifiée
		N_{min}	222.07	$M_{x\,corr}$	-1.49	$M_{y\,corr}$	-2.53	Peu nuisible	1.17	/	/	Vérifiée
		M_{max}	25.85	N_{corr}	385.43	M_{corr}	17.48	Peu nuisible	4.18	/	/	Vérifiée
7éme	45x45	N_{max}	620.46	$M_{x\,corr}$	-7.43	$M_{y\,corr}$	1.66	Préjudiciable	3.14	0.00	46.21	Vérifiée
		N_{min}	160.72	$M_{x\,corr}$	-1.48	$M_{y\,corr}$	-2.78	Peu nuisible	0.92	/	/	Vérifiée
		M_{max}	33.12	N_{corr}	306.61	M_{corr}	20.96	Peu nuisible	4.88	/	/	Vérifiée
8éme	40x40	N_{max}	452.87	$M_{x\,corr}$	-4.77	$M_{y\,corr}$	1.87	Préjudiciable	3.08	0.00	44.90	Vérifiée
		N_{min}	104.86	$M_{x\,corr}$	-0.91	$M_{y\,corr}$	-0.78	Peu nuisible	0.73	/	/	Vérifiée
		M_{max}	26.22	N_{corr}	227.97	M_{corr}	15.88	Peu nuisible	5.91	/	/	Vérifiée
9éme	40x40	N_{max}	293.42	$M_{x\,corr}$	14.01	$M_{y\,corr}$	18.81	Préjudiciable	4.57	11.00	57.59	Vérifiée
		N_{min}	55.25	$M_{x\,corr}$	-1.14	$M_{y\,corr}$	-0.17	Peu nuisible	0.42	/	/	Vérifiée
		M_{max}	31.81	N_{corr}	152.42	M_{corr}	18.98	Peu nuisible	8.25	/	/	Vérifié

												e
10éme	35x35	N_{max}	136.89	$M_{x\,corr}$	11.05	$M_{y\,corr}$	14.37	Préjudiciable	4.94	42.90	55.28	Vérifiée
		N_{min}	25.016	$M_{x\,corr}$	0.86	$M_{y\,corr}$	0.90	Peu nuisible	0.39	/	/	Vérifiée
		M_{max}	24.50	N_{corr}	77.09	M_{corr}	14.62	Peu nuisible	8.55	/	/	Vérifiée

Commentaire :

Les contraintes des poteaux à l'état limite de service sont vérifiée.

V.4.3. Détermination des armatures transversales :

V.4.3.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axeneutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant l'état limite ultime,Voir **annexe 6**:

V.4.3.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ dans:

Selon le CBA93 : Armatures droites ($\alpha = 90°$). Voir **annexe 6**

Selon le RPA99 version 2003 : [Art 7.4.3.2] Voir **annexe 10**

Tableau V.14. Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux.

Section	Combinaison	V_u (KN)	τ_u(MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ CBA (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
65x65	ELU	97.01	0.24	1.903	0.040	1.00	2.5	Vérifiée
60x60	ELU	29.02	0.84	13.044	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
55x55	ELU	29.01	0.10	14.220	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
50x50	ELU	32.93	0.14	15.639	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
45x45	ELU	34.17	0.18	17.369	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
40x40	ELU	31.10	0.21	19.549	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
35x35	ELU	26.37	0.23	22.352	0.075	1.88	2.5	Vérifiée

Commentaire :

Les contraintes limites de cisaillement dans les poteaux sont vérifiée

V.4.3.3. Calcul des armatures transversales :

Annexe10

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Tableau V.15. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Vu (KN)	A_t (cm²)	λ_g	ρ	Zone	$S_t$choix	A_tChoix (cm²)
65x65	97.01	5.20	0.55	3.75	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**
60x60	29.02	3.65	3.77	3.75	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**
55x55	29.01	2.87	4.11	3.75	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**
50x50	32.93	2.10	4.52	3.75	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**
45x45	34.17	1.35	5.02	2.5	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**
40x40	31.10	1.20	5.65	2.5	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**
35x35	26.37	1.05	6.46	2.5	Courante	15	**4HA8=2.01**
					Nodale	10	**4HA8=2.01**

V.4.4. Schémas des armatures des poteaux :

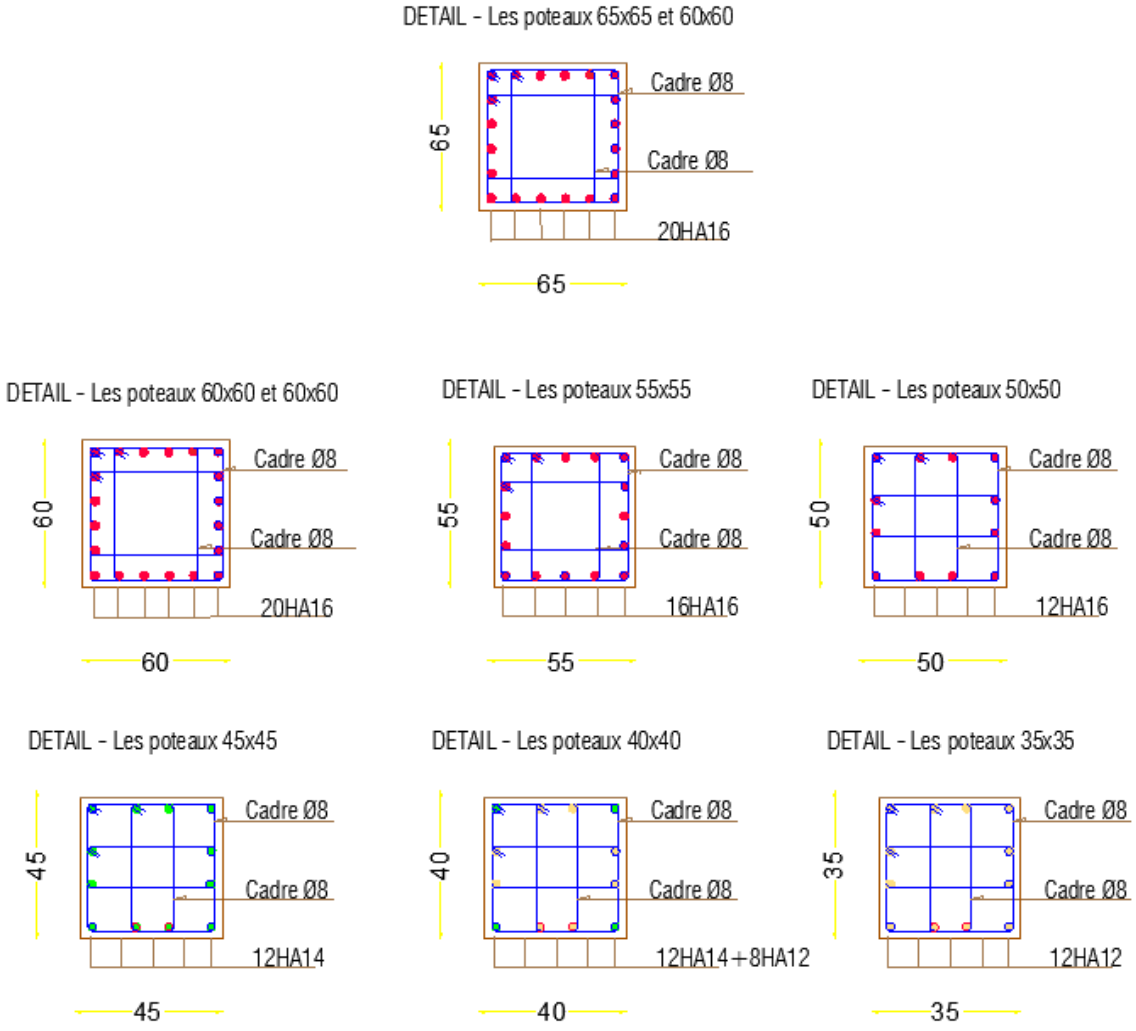


Figure V.6.Disposition des armatures dans les poteaux

V.5. Ferraillage des voiles :

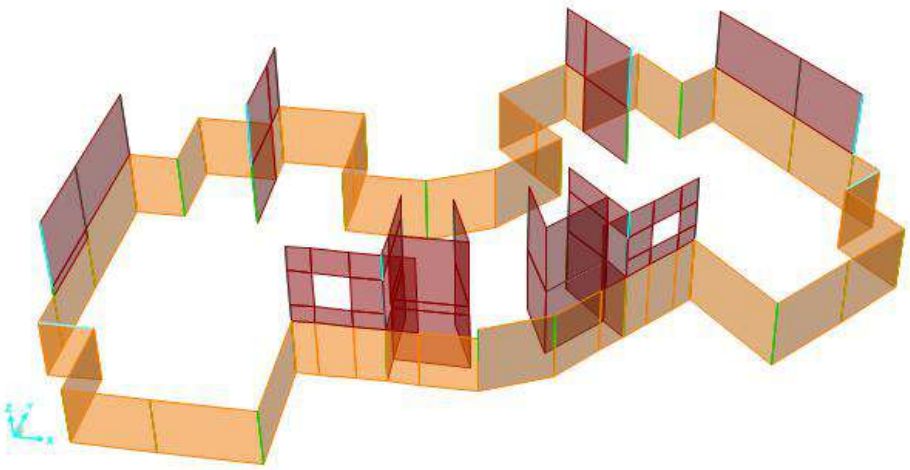


Figure V.7. Disposition des voiles

V.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

Le ferraillage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales ;
- des armatures transversales.

V.5.1.1. Les armatures verticales

Les aciers verticaux sont 02 nappes, calculés en flexion composée :

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

Voir **annexe 11**

Tableau V.16. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b = 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2MPa	σ_s= 348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	σ_s= 400 MPa

Les résultats du calcul des armatures verticales sont résumés dans le tableau suivant:

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

	La section [cm²]	Combination	N (kN)	M (kN.m)	T(kN)	Acal [cm²]	Amin [cm²]
Y	400x20	G+Q+Edy	5221.290	3204.710	1184.910	-34.48	8
	540x20	G+Q-Edy	-2444.85	-6977.251	-1682.257	-56.04	10.8
	330x20	G+Q-EdX	826.867	-178.095	-332.554	-9.23	6.6
DIAGONAL	290x20	G+Q-Edx	505.774	-2448.015	-1269.383	17. 32	5.8
	150x20	G+Q+Edx	1523.623	404.712	827.689	-9.94	3
	120x20	G+Q+Edx	1627.708	187.915	211.662	-13.89	2.4
	270x20	G+Q-Edx	379.205	-603.384	-549.368	1.13	5.4
	255x20	G+Q+Edy	1810.157	817.029	465.736	-13.07	5.1
	490x20	G+Q-Edy	1945.013	-3934.835	-1096.063	-1.92	9.8

Tableau V.18. La section choisie d'armatures des voiles

	La Section [cm²]	L/10	D/2	Acal [cm²]	A_{min} (CBA)	A_{ch} [cm²]	A_{ch} [cm²]	A_{global} [cm²]	D [cm]
Y	400x20	40	10	-34.48	8	(8HA12) =9.05	(32HA10) =25.13	(2X8HA12)+ 32HA10=43.23	20
	540x20	54	10	-56.04	10.8	(10HA12) =11.31	(40HA10) =31.42	(2X10HA12)+ 40HA10=54.04	20
	330x20	33	10	-9.23	6.6	(6HA12) =6.79	(24HA10) =18.85	(2X6HA12)+ 24HA10=32.43	20
D	290x20	29	10	17. 32	5.80	(6HA12) =6.79	(24HA10) =18.85	(2X6HA12)+ 24HA10=32.43	20
	150x20	15	7.5	-9.94	3	(4HA10) =3.14	(16HA8) = 8.04	(2x4HA10)+ 16HA8=14.33	15
	120x20	12	6	-13.89	2.4	(4HA10) =3.14	(16HA8) = 12.57	(2x4HA10)+ 16HA8=14.33	12
	270x20	27	9	1.13	5.40	(6HA12) =6.79	(24HA10) =18.85	(2X6HA12)+ 24HA10=32.43	18
	255x20	25.5	8.5	-13.07	5.1	(6HA12) =6.79	(24HA10) =18.85	(2X6HA12)+ 24HA10=32.43	17
	490x20	49	10	-1.92	9.8	(10HA12) =11.31	(40HA10) =31.42	(2X10HA12)+40HA10=54.04	20

V.5.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU

Annexe 12

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.19. Vérification des contraintes normales des voiles

	La Section [cm²]	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	*Type de fissuration*	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
Y	400x20	1376.143	-173.625	Préjudiciable	1.85	0.00	27.77	Oui
	540x20	1832.696	65.408	Préjudiciable	1.63	0.00	24.50	Oui
	330x20	1327.146	63.998	Peu nuisible	2.02	/	/	Oui
DIAGONAL	290x20	1473.470	-145.585	Préjudiciable	2.76	0.00	41.32	Oui
	150x20	457.642	11.773	Peu nuisible	1.55	/	/	Oui
	120x20	356.369	6.771	Préjudiciable	1.48	0.00	22.07	Oui
	270x20	1098.639	-103.939	Peu nuisible	2.23	/	/	Oui
	255x20	995.751	-61.153	Peu nuisible	2.03	/	/	Oui
	490x20	2379.117	312.018	Peu nuisible	2.56	/	/	Oui

Tableau V.20. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles

	La section [cm²]	T (kN)	$\boldsymbol{\tau}$ $(\boldsymbol{MPa})$	$\bar{\boldsymbol{\tau}}$ $(\boldsymbol{MPa})$	$\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$
Y	400x20	1184.910	2.30	5	Oui
	540x20	1682.257	2.42	5	Oui
	330x20	332.554	0.78	5	Oui
DIAGONAL	290x20	1269.383	3.40	5	Oui
	150x20	827.689	4.29	5	Oui
	120x20	211.662	1.37	5	Oui
	270x20	549.368	1.58	5	Oui
	255x20	465.736	1.42	5	Oui
	490x20	1096.063	1.74	5	Oui

V.5.1.3. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement) .Annexe 13

Table V.21. Les armatures horizontales des voiles

	La section [cm²]	He (cm)	St CBA (cm)	St RPA (cm)	St_{ch} (cm)	A_h	Ah ch
Y	400x20	278	40	30	10	20.36	54HA8
	540x20	278	40	30	10	27.15	56HA8
	330x20	278	/	30	10	20.36	54HA8
D	290x20	283	40	30	10	40.21	54HA10
	150x20	283	8.62	30	10	9.55	54HA8
	120x20	283	/	30	10	9.55	54HA8
	270x20	283	31.42	30	10	14.33	54HA8
	255x20	283	83.00	30	10	13.57	54HA8
	490x20	283	51.78	30	10	32.17	54HA10

V.5.1.4. Armatures transversales :

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

Tableau V.22. Diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales φ_v	épinglesφ_t
HA8 à HA20	HA6

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins

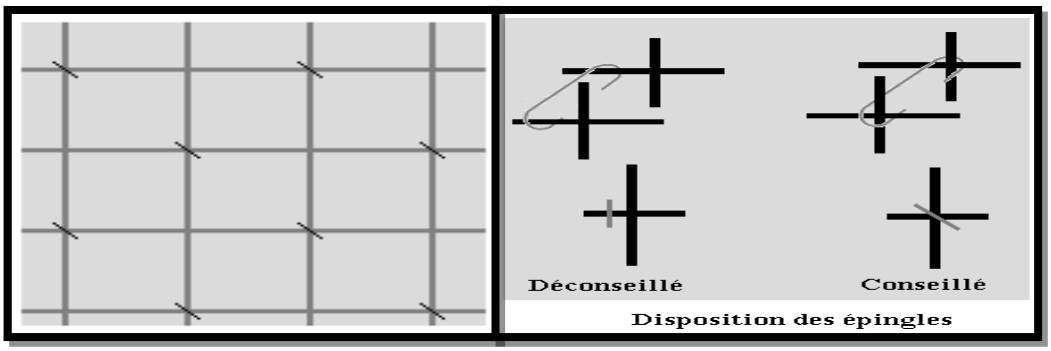


Figure V.8. Les armatures transversales et les épingles des voiles.

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $50\emptyset_{max}$ en zone III.

V.5.1.5. Schémas des voiles :

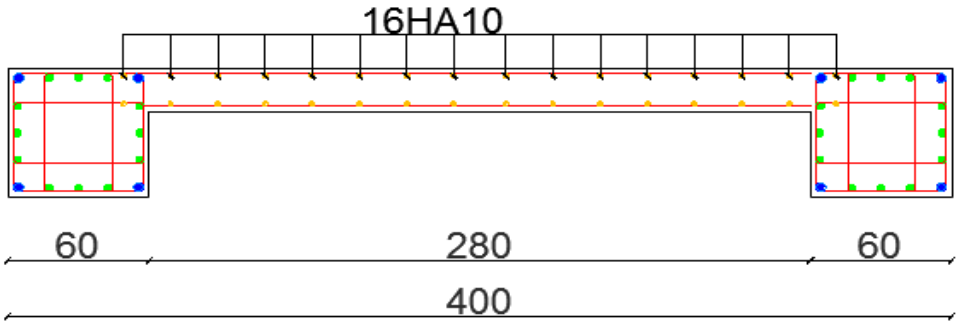


Figure V.9. Disposition des armatures dans les voiles (20x400)

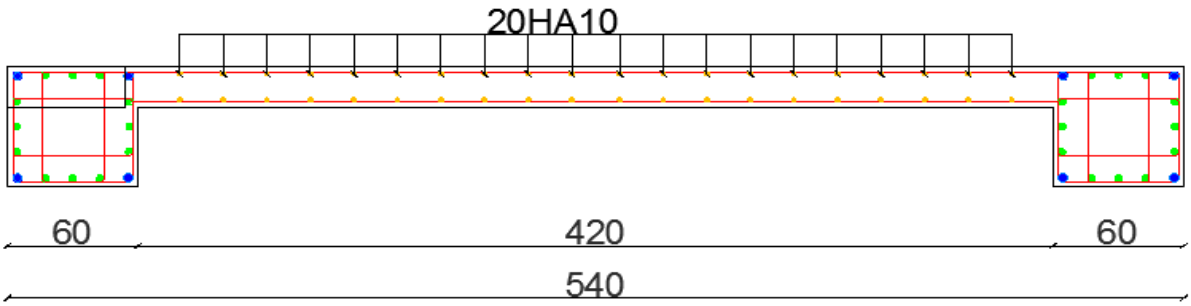


Figure V.10. Disposition des armatures dans les voiles (20x540)

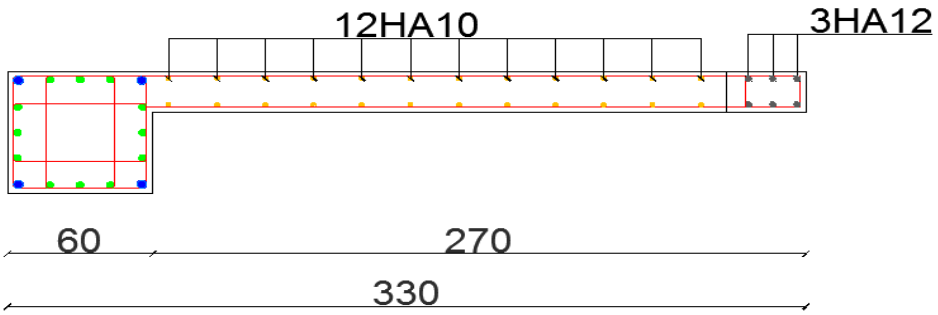


Figure V.11. Disposition des armatures dans les voiles (20x330)

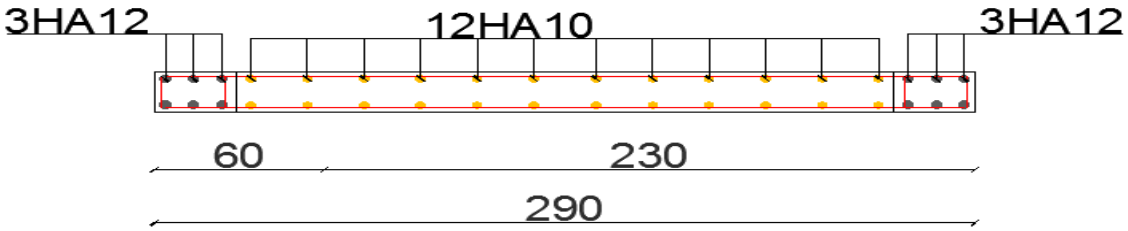


Figure V.12. Disposition des armatures dans les voiles (20x290)

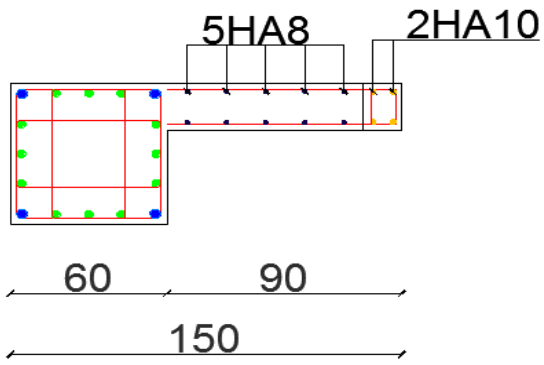


Figure V.13. Disposition des armatures dans les voiles (220x150)

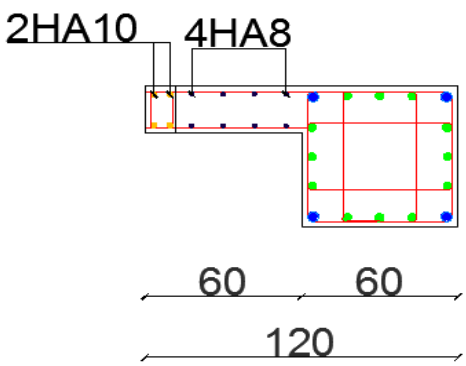


Figure V.14. Disposition des armatures dans les voiles (20x120)

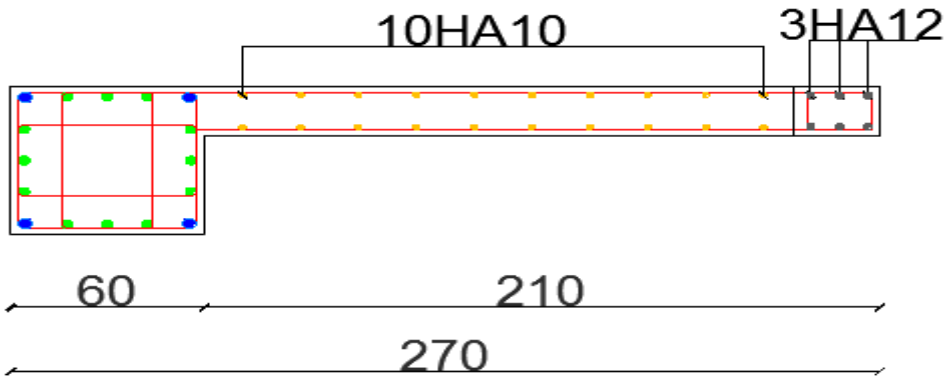


Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles (20x270)

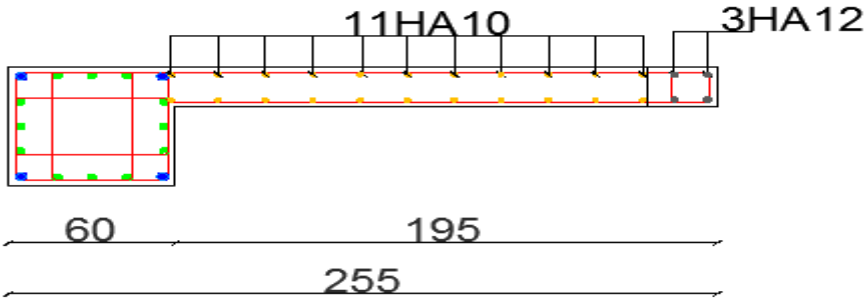


Figure V.16. Disposition des armatures dans les voiles (20x255)

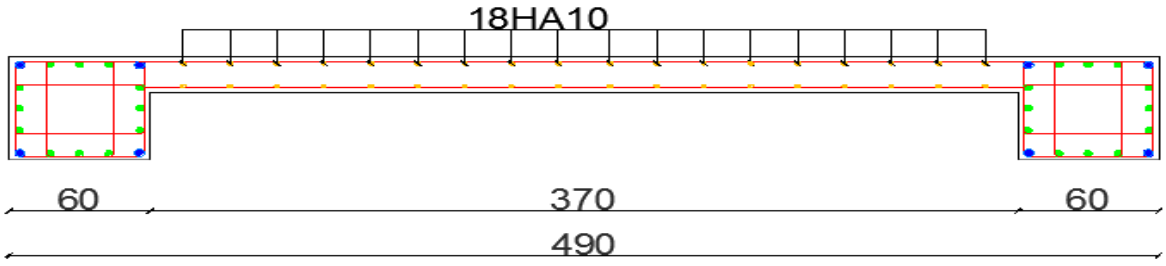


Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles (20x490)

V.5.2. Les Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99).

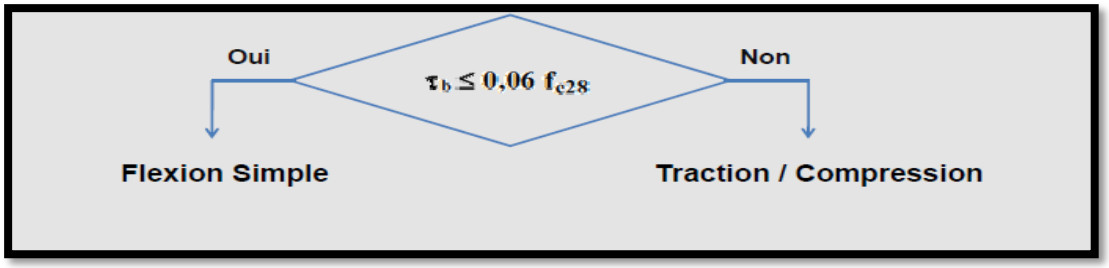


Figure V.18. Le ferraillage du linteau.

V.5.2.1.Recommandations réglementaires:

- **Selon le CBA 93 :**

  Même conditions que pour les poutres.

- **Selon le RPA 99 :**

Contrainte limite de cisaillement : **[Art 7.7.2]**

$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28}$

Où : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$ avec : $\bar{V}$ = 1.4 V

V.5.2.2. Ferraillage des linteaux:

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :Voir **annexe 14**

1. Flexion simple
2. Traction / compression

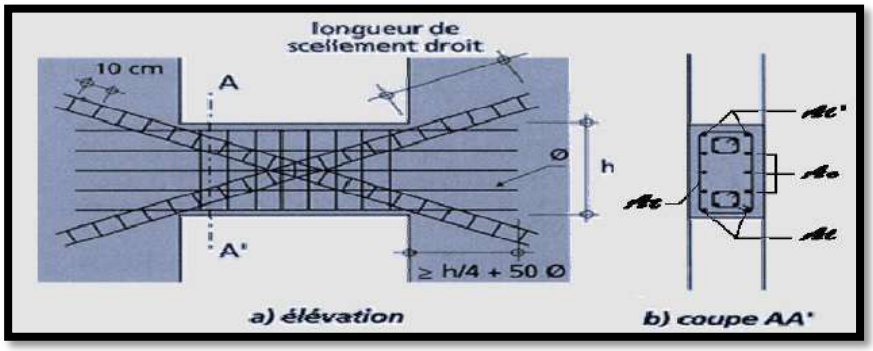


Figure V.19. Armatures de linteaux.

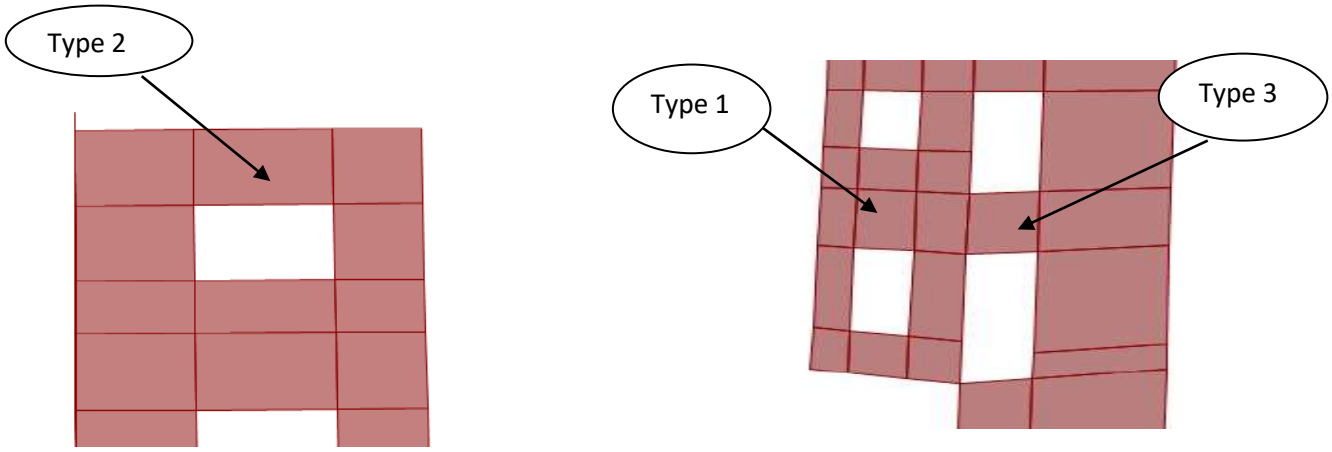


Figure V.20. Les linteaux

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant **:**

Tableau V.23.Choix de la méthode de calcul.

	e (cm)	L (m)	h (m)	comb	V (KN)	M (KN.m)	τ_b (MPa)	0.06 F_{c28}	case
Type 1	20	1.40	2.03	Accidentelle	-1392.911	-706.454	5.34	1.5	2éme cas
Type 2	20	1.40	1.20	Accidentelle	131.991	94.785	0.86	1.5	1ér cas
Type 3	20	1.15	1.20	Accidentelle	-1262.108	-514.946	8.18	1.5	2éme cas

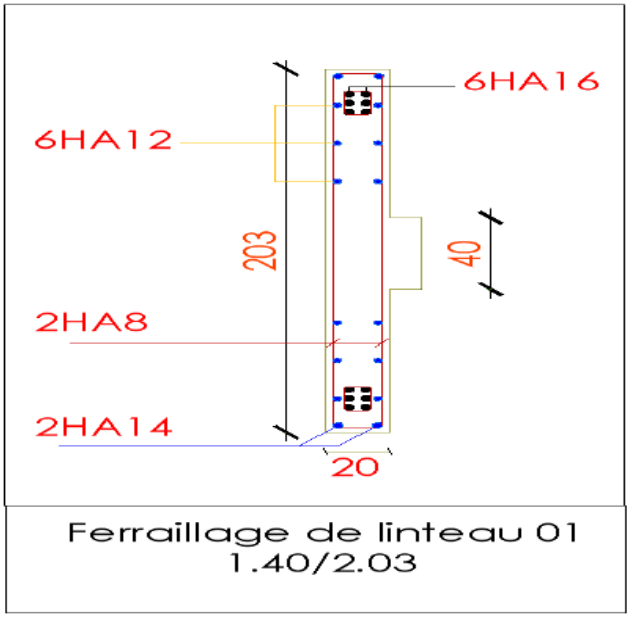
V.5.2.3. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :

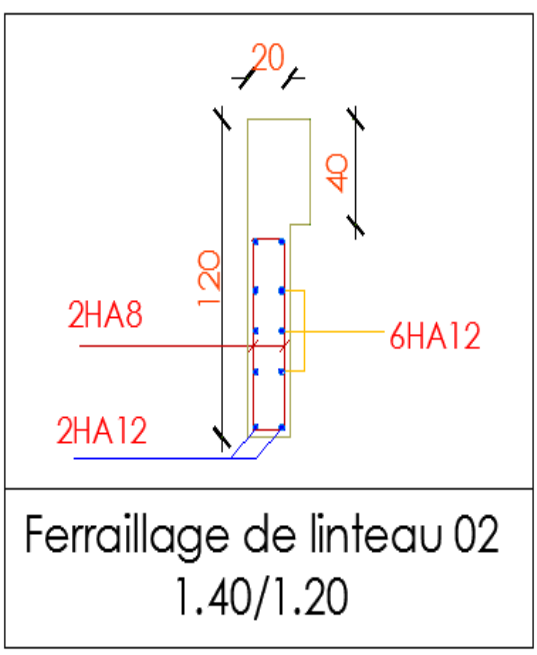
- ✓ A_d : armature diagonales.
- ✓ A_l : armature longitudinale.
- ✓ A_t : armature transversale.
- ✓ A_p : armature de peau

Tableau V.24. La section choisie et calculée d'armatures des linteaux

	A_{cal}(cm²)				A_{min}(cm²)			
	A_d	**A_l**	**S_{cal}**	**S_{ch}**	**A_d**	**A_l**	**A_t**	**A_p**
Type 1	20.91	/	/	15	/	6.09	0.75	8.12
Type 2	/	2.88	24.89	15	/	3.60	0.75	4.80
Type 3	21.40	/	/	15	/	3.60	0.75	4.80

	A_{ch} (cm²)			
	A_d	**A_l**	**A_t**	**A_p**
Type 1	2x[6AH16]	2x2HA14	2HA8	2x[6HA12]
Type 2	/	2x2HA12	2HA8	2x[3HA12]
Type 3	2x[6AH16]	2x2HA12	2HA8	2x[3HA12]





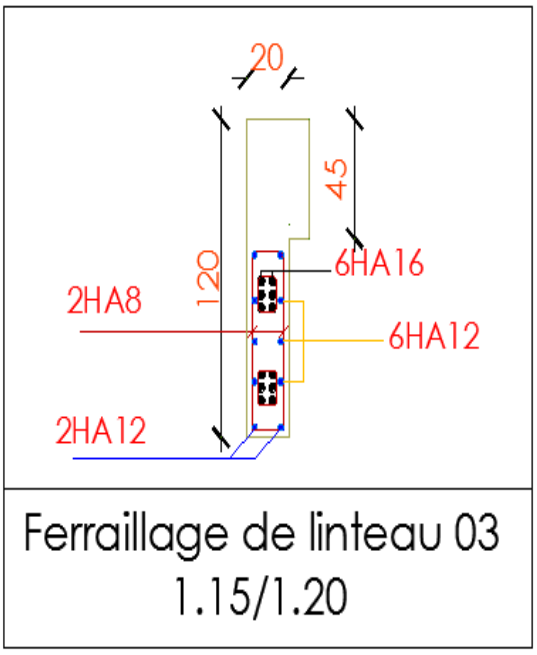


Figure V.21. Disposition des armatures dans Les linteaux

V.6. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tache à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE VI

Calcul de l’infrastructure

VI.1. Introduction

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3. Caractéristiques du sol

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre « L.H.C.C ».

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

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma_{sol}} = 1.65 bar$

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

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1.50\ m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_d = 16.5\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0.30\ bar$$

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

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

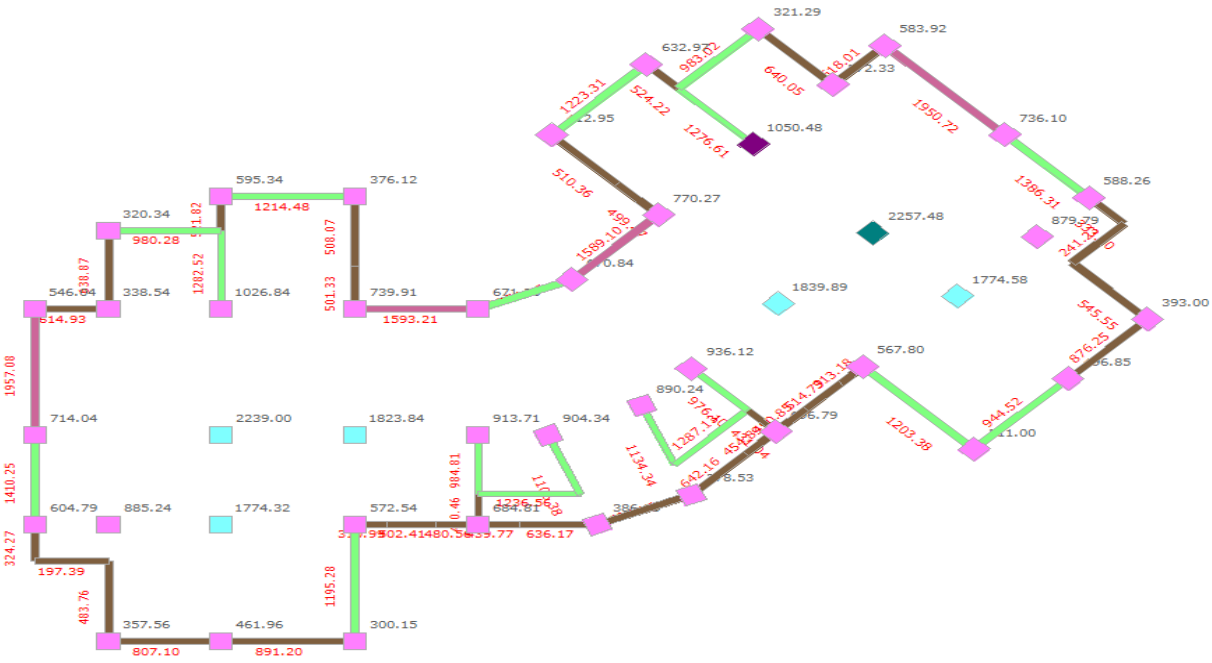


Figure VI.1.Les efforts a la base dans la structure

VI.4.1.1. Méthode de calcul :

a) Répartition trapézoïdales :

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A * B}\left(1 - \frac{6e_{0b}}{B}\right) \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{6e_{0b}}{B}\right)$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale la contrainte admissible du sol

$\overline{\sigma_{sol}}.\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A*B}\left(1 + \frac{3*e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Si on remplace A par $A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) * B^2}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N * B - (3 * e_{0b} * N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N * A - (3 * e_{0a} * N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

La hauteur « h » égale : $h = d + c$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra : $e \geq 6\emptyset + 6$

Données : $\overline{\sigma_{sol}} = 1.65bar = 0.165MPa$, $a = b = 65cm$, $c = 3cm$

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

Semelle	N(kN)	M_x (kN. m)	M_y (kN. m)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	2257.48	-11.45	-5.97	3.70	3.70	82	3.80	3.80	85
S 2	1050.48	6.98	1.02	2.52	2.52	52	2.60	2.60	55

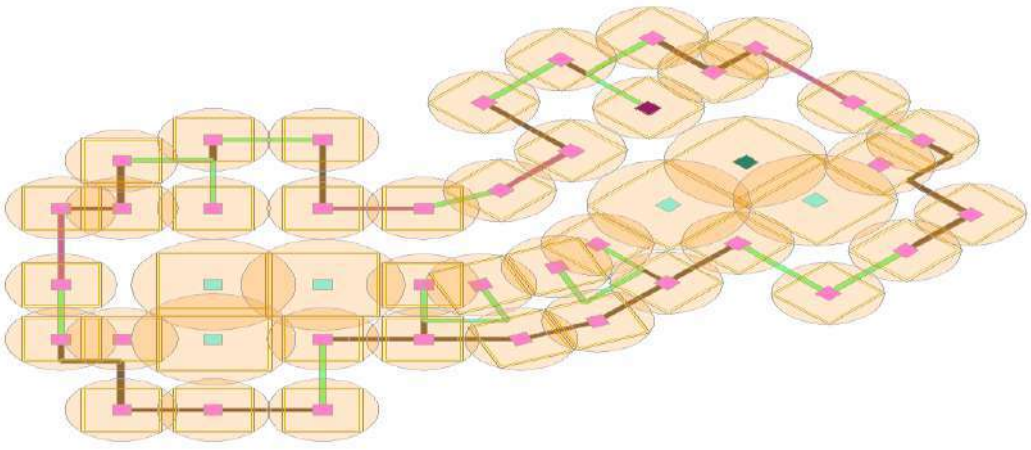


Figure VI.2.Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

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

La Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement)

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

VI.4.2. Semelle filante

On a deux cas des semelles filantes

1. Semelle filante sous un voile ;
2. Semelle filante sous plusieurs poteaux.

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

	Semelle	L(m)	$\sum N_{ser}$ Pot (kN)	$\sum N_{ser}$ Voil (kN)	B(m)	h(cm)	σ(bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Suivant X	SF 1	7.00	559.84	1698.30	1.5	30.00	1.57	1.65	Vérifiée
	SF 2	2.10	0.00	197.39	0.4	30.00	1.21	1.65	Vérifiée
	SF 3	30.53	4065.43	2683.08	1.60	30.00	1.58	1.65	Vérifiée
	SF 4	29.86	6627.39	0.00	1.30	30.00	1.53	1.65	Vérifiée
	SF 5	26.18	3385.38	5673.61	1.60	30.00	1.58	1.65	Vérifiée
	SF 6	3.20	160.17	980.28	1.50	30.00	1.41	1.65	Vérifiée
	SF 7	3.80	485.73	1214.48	2.00	40.00	1.34	1.65	Vérifiée
Suivant Y	SF 1	9.60	1289.46	3691.60	2.60	55.00	1.58	1.65	Vérifiée
	SF 2	3.05	178.78	483.76	1.00	30.00	1.50	1.65	Vérifiée
	SF 3	3.00	329.44	638.87	1.20	30.00	1.46	1.65	Vérifiée
	SF 4	7.85	2237.64	0.00	1.90	35.00	1.58	1.65	Vérifiée
	SF 5	4.30	811.09	1804.34	1.50	30.00	1.41	1.65	Vérifiée
	SF 6	7.90	1348.27	1506.27	2.50	50.00	1.57	1.65	Vérifiée
	SF 7	4.30	558.02	1009.40	1.50	30.00	1.53	1.65	Vérifiée

Après le dimensionnement de toute les semelles filantes on a regroupées semelle des groupes par rapport leur dimension les plus proche soient sous un voile ou bien sous plusieurs poteaux pour calcul le ferraillage.

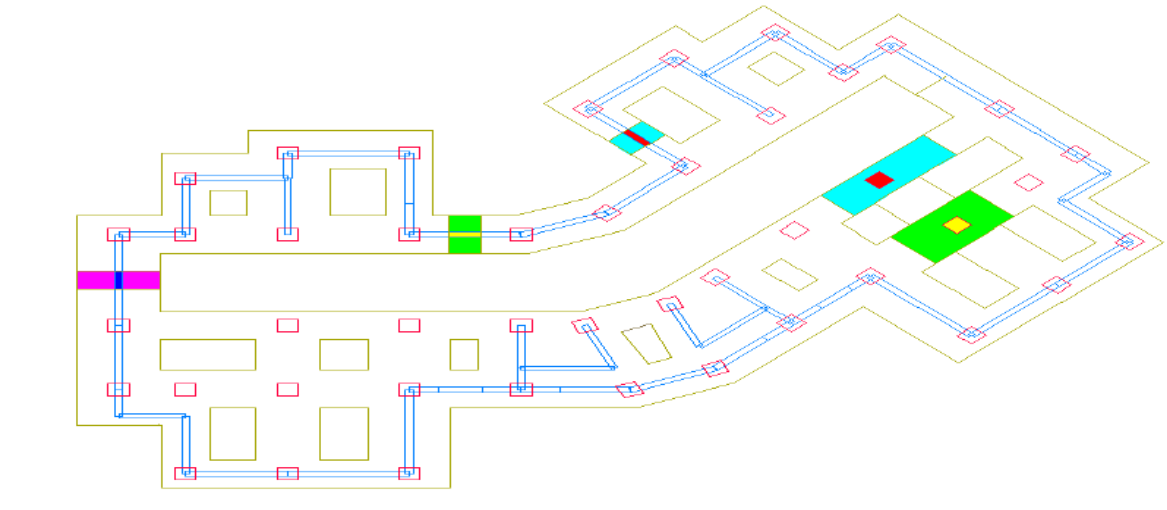


Figure VI.3.Schémaprésenté les semelles filantes.

TableauVI.3. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes.

Semelle	Section (b*h)m	Sous	N_u (kN/ml)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{badoptée}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.rép.cal}$ (cm^2)	$A_{a.rép.adopt}$ (cm^2)	S_{ta} (cm)
SF 1	1.5×0.55	Poteaux	3091.23	-15.32	-8.40	18.80	18HA12 =20.36	25	7.64	2×2HA12 =4.52	20
SF 1	1.5×0.55	Voiles	1379.88	234.35	228.39	5.26	5HA12 =5.65	20	2.12	7HA12 =7.92	20
SF 2	2×0.55	Poteaux	2434.23	-2.43	9.41	20.51	23HA12 =26.01	15	9.17	2×4HA12 =9.05	20
SF 2	2×0.55	Voiles	2176.97	7.87	8.78	9.48	10HA12 =11.31	10	5.655	10HA12 =11.31	20
SF 3	2.6×0.55	Voiles	2664.31	-146.11	1.49	10.91	10HA12 =11.31	10	7.371	13HA12 =14.70	20

VI.5. Poutre de Libage

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

- La semelle continue ;
- La poutre de libage.

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

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

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L_{max} : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.h_p^{\ 3}}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage .

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

Elément	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)
PL	65.00	4.65	66.25	70.00

Commentaire :Donc la section de la poutre de libage : 65x70 cm².

TableauVI.5. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_S$ (KN)	$L_{semelle}$ (m)	$P_{semelle}$ (KN)	$L_{p.libage}$ (m)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
PL (65x70)	9058.18	6627.39	34.68	715.28	34.68	84.53	1.95	1.43	292.33	214.16

Tableau VI.6.Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-549.64	430.00	775.92	-402.66	314.96

VI.5.1.Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.7.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Poutre de libage		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF 5 sur x	Travée	430.00	19.53	0,00	5HA16+8Chp HA16=26.14
	Appuis	-549.64	0.00	25.40	5HA16 + 8chHA20 =35.19

VI.5.2.Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

Tableau VI.8.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

Poutre de libage		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s, \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
SF 5 sur x	Travée	314.96	6.28	199.22	81.09	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-402.66	7.29	191.47	95.92	15	201.63		

VI.5.3.Vérification du cisaillement de la poutre de libage(CBA 91 Art.5.2.4.2)

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

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

$$\tau = \frac{775.92 \times 10^3}{650 \times 670} = 1.78\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

VI.5.4. Armatures transversales

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

Tableau VI.9.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Section (cm^2)	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V2003			$S_{calculée}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)		S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
65x70	775.92	1.78	63	1.21	17.5	35	3.15	20.15	10	20	5HA10 =3.93

VI.5.5.Armatures de peau selon (CBA93 Art.7.3)

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2$/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}45 = 4.35\ cm^2, \text{donc on adopte } 4HA12 = 4{,}52\ cm^2.$$

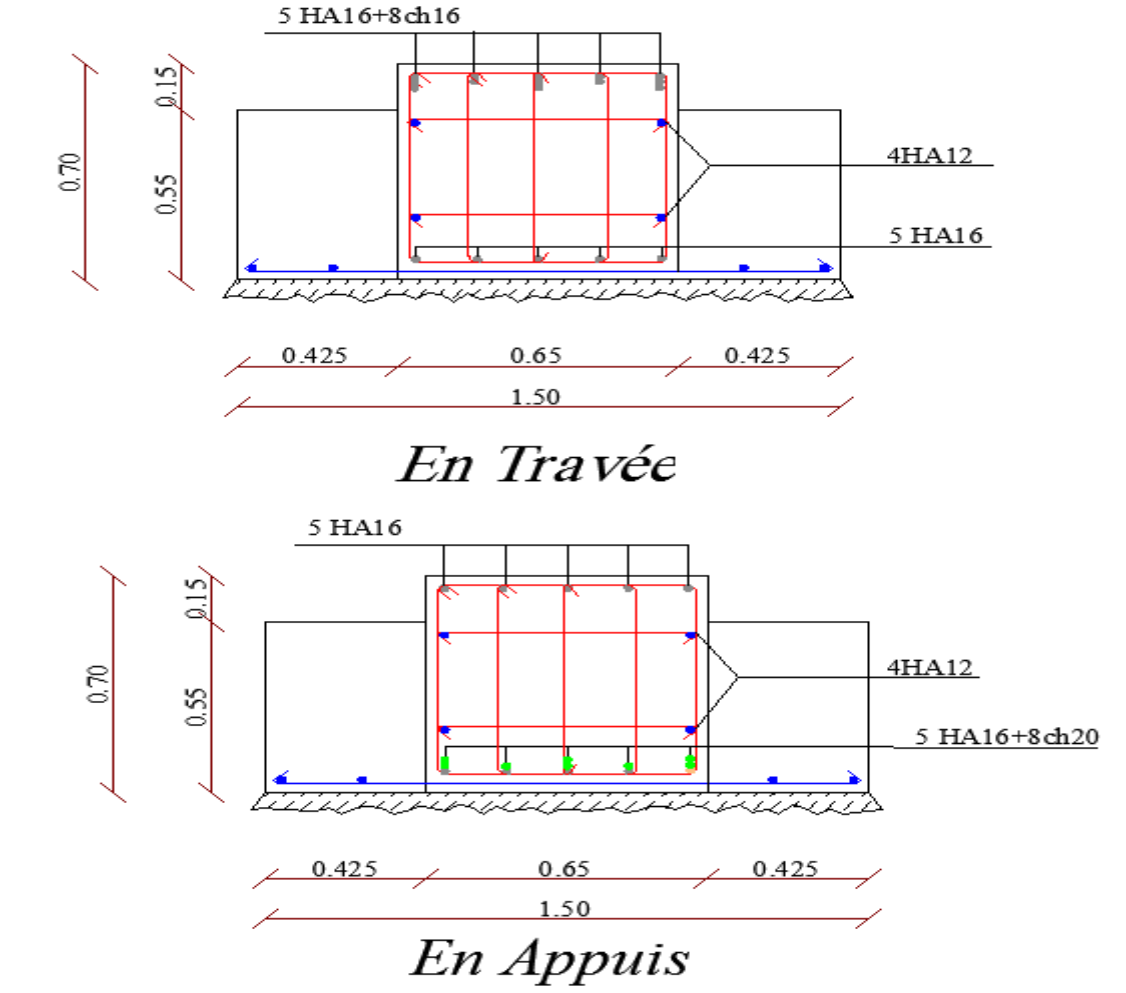


Figure VI.4: Ferraillage de la poutre de libage

VI.6. Etude de voile périphérique :

Notre voile périphérique joue un double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

VI.6.1. Dimensionnement :

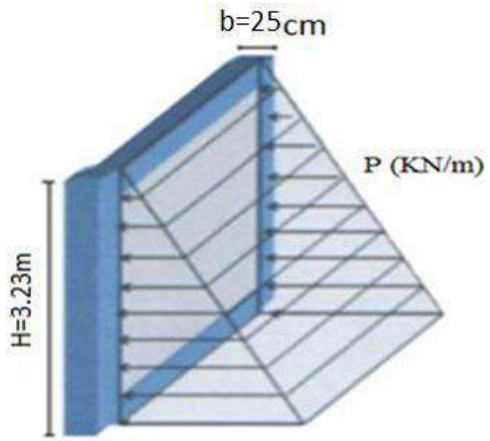
D'après RPA99 (version 2003) le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Epaisseur ≥ 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de 50Φ pour les renforcements des angles.
- ✓ On adopte une épaisseur **e = 25 cm**.

La hauteur de mur égale à 3.23m. Composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

VI.6.2. Détermination des sollicitations :

Le mur de soutènement est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres. Dans notre cas; le panneau est vertical, et la poussé est horizontal; et le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.



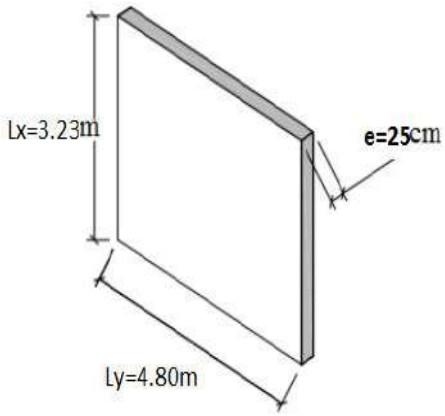


Figure VI.5. Mur de soutènement. Figure VI.6. Les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.6.3. Méthode de calcul:

Le mur de soutènement est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre côtés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres:

$$P = \frac{1}{2} K_a . \gamma . H^2$$

Avec :

γ : poids volumique des terres.

H : hauteur du voile.

k_a : Coefficient de poussée loi de Rankine. $K_a = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

φ : Angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol on a : $\varphi = 20^o$; $\gamma = 16.5$ KN/m^3 ; H=3.23m

$K_a = tg^2 (\frac{180}{4} - \frac{20}{2}) = 0.49$

Donc : **P= 42.17KN/m**

VI.6.4. Calculdes moments:

Le mur de soutènement est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture**annexe 8** puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable.

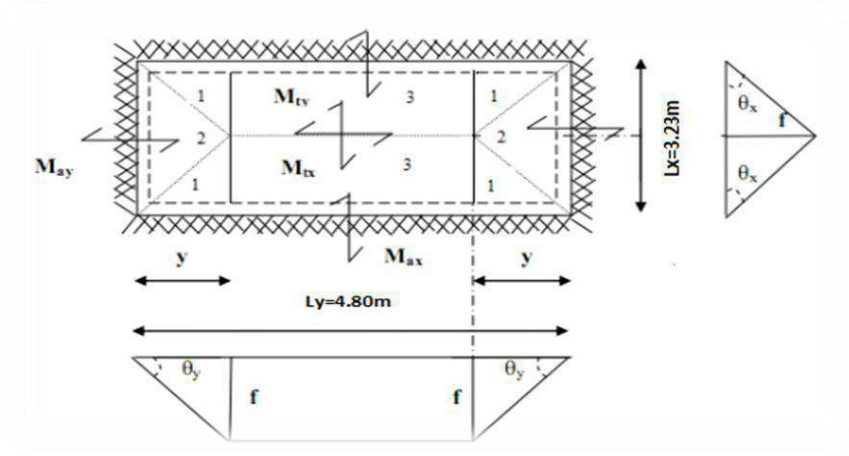


Figure VI.7. Les lignes de ruptures dans le panneau

VI.6.4.1.Méthode des lignes de rupture :

Tableau VI.10. Les Travaille interne et externe

Travail externe : $T_{ext} = q\ f\ S$	**Travail interne :** $T_{int} = M_i\ L_i\theta_i$
$\Sigma T_{ext} = (7.75 - 1.07y)\ q\ f$	$\Sigma T_{int} = M\ f\ (\frac{9.70}{y} + 8.92)$

III.6.4.2. Calcul des moments :

Tableau VI.11. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
$q = M\ (\frac{\frac{9.70}{y}+8.92}{7.75 - 1.07y})$	$M_x = \mu_x\ P_s\ L^2_x$ $M_y = \mu_y\ M_x$	
$q_u = 1.35 \times 42.17 = 56.94$ KN/m	$P_s = 42.17$ KN/m^2	
y = 1.91 m	ρ = 0.673	$\mu_x = 0.078$ $\mu_y = 0.547$
q = 2.46Mu Mu = 0.41 q	$M_x = 0.078 \times 42.17 \times (3.23)^2 = 34.32$ KN.m $M_y = 0.547 \times 34.32 = 18.77$ KN.m	
Mux = Muy =0.41x56.94=23.35KN.m Max = May = -0.5*23.18 = -11.59 KN.m	$M_{tx} = 0.75 \times 34.32 = 25.74$ KN.m $M_{ty} = 0.75 \times 18.77 = 14.08$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 34.32 = -17.16$ KN.m.m	

VI.6.5. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est préjudiciable :

On a : $\rho = \frac{3.23}{4.80} = 0.673 > 0.4 \Rightarrow$ alors le panneau travaillant les deux directions.

b=100cm, c= c'= 3cm, h= ep= 25cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

On choisit $\phi_x = \phi_y$ = 10mm

$d_x = h - e - \frac{\phi_x}{2} = 25 - 3 - \frac{1}{2} =$ **21.5cm** ; $d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 21.5 - \frac{1+1}{2} =$ **20.5cm**

Tableau VI.12. Ferraillage du mur de soutènement.

		M (KN.m)	μ	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	23.35	0.034	0.983	0.392	CV	0	3.08	2.5	**5HA10 = 3.93**
	Y	23.35	0.037	0.981		CV	0	3.25	2.5	**5HA10 = 3.93**
En Appuis	**X**	-11.68	0.017	0.991	0.392	CV	0	1.53	2.5	**5HA10 = 3.93**
	Y	-11.68	0.019	0.990		CV	0	1.60	2.5	**5HA10 = 3.93**

VI.6.6. Vérification A l'E.l.S :

On considère la fissuration est préjudiciable :

Tableau VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS.

		M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	25.74	7.92	0	6.14	4.20	**15**	**CV**	162.88	**201.63**	**CV**	**7HA12 = 7.92**
	Y	14.08	5.50	0	5.11	2.87		**CV**	133.36		**CV**	**7HA10 5.50**
En Appuis	**X**	-17.16	7.92	0	6.14	3.22	**15**	**CV**	154.09	**201.63**	**CV**	**7HA127 .92**
	Y	-17.16	5.50	0	5.11	3.47		**CV**	161.71		**CV**	**7HA10 5.50**

VI.6.7. Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{7}$= 14.28cm ≤ Min (3h= 75cm ; 33cm) = 33cm …….... CV

$S_a = \frac{100}{7}$= 14.28m ≤ Min (4h= 100cm ; 45cm) = 45cm ……..…….…….... CV

VI.6.8. Vérification de la flèche

$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{323} = 0.077 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{25.74}{20\ x\ 34.32} = 0.038$ ...…….....….....**CV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{7.92}{100\ x\ 21.5} = 0.0037 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$...……...…….... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{5.50}{100\ x\ 20.9} = 0.0026 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$...……...…….... **CV**

Lorsque les conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.6.9. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\ x\ 25}{1.5}$= 1.17MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x}$= 68.81 KN ; $\tau_{ux} = \frac{68.81\ x\ 10^3}{1000\ x\ 215}$= 0.32MPa

τ_{ux} = 0.32MPa ≤ $\overline{\tau_u}$= 1.17MPa ……. **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$= 1.17MPa

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y}$= 61.31 KN ; $\tau_{ux} = \frac{61.31\ x\ 10^3}{1000\ x\ 209}$= 0.29MPa

τ_{ux} = 0.29 MPa ≤ $\overline{\tau_u}$= 1.17MPa ……..…….. **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis d'appliquer l'aspect théorique de la formation de l'ingénieur civil, afin d'approfondir nos connaissances à partir de documents techniques et organisationnels, d'appliquer des méthodes de calcul modernes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception des structures du bâtiment.

D'après l'étude réalisée dans le cadre de ce projet de fin d'étude qui est un bâtiment RDC+10+SS, il est à noter que pour obtenir une bonne conception antisismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début. Le projet vise à supporter toutes les limitations causées par la structure approuvée par rapport à l'architecture proposée et à atteindre une sécurité maximale de la structure sans surcoût significatif.

Enfin, l'objectif principal d'un ingénieur d'études est de minimiser les risques de tremblement de terre et de faciliter l'exécution des travaux en adoptant la conception optimale qui répond aux exigences architecturales et de sécurité.

Dans le même temps, nous avons travaillé autant que possible pour accepter les principaux critères, à savoir: la sécurité, l'économie, le fonctionnement et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- SAP2000 version 20.2.0
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2020
- Microsoft office 2016

Annexe 1

La loi de dégression

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots + Q_n)$

Avec :

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, **Q2**,**Qn** : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage (on démarre de haut en bas).

Charge d'exploitation : Q_{total}

$Q_{total} = Q \times S_t = 1 \times 17.63$ ……**Q_{total} = 17.63 KN**

Plancher terrasse : $Q_0 = Q_{terrasse} * St$

9^{eme} : $Q_0 + Q_1$;

$8^{éme}$: $Q_0 + 0.95*(Q_1 + Q_2)$;

$7^{éme}$: $Q_0 + 0.90*(Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

$6^{éme}$: $Q_0 + 0.85*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

$5^{éme}$: $Q_0 + 0.80*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$;

$4^{éme}$: $Q_0 + 0.75*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$;

$3^{éme}$: $Q_0 + 0.714*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$;

$2^{éme}$: $Q_0 + 0.688*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$;

$1^{éme}$: $Q_0 + 0.667*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$;

RDC: $Q_0 + 0.650*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q10)$;

S-S: $Q_0 + 0.636*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$;

Annexe 2

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

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$\mu_l = 0.392$

Pour les poutres 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

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

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ 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

avec:

n=15;

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 $E_v = \frac{1}{3} E_i$.

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

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

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

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

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée.

Annexe 3

la méthode forfaitaire: (pour les poutres)

III.3.2.2.1. Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

Les conditions du la méthode forfaitaire sont :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m^2.

$Q \leq$ Max [2 G et 5 KN/m^2]

2- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0 ,8 et 1,25.

$$0.8 \leq Li / L_i + 1 \leq 1.25$$

3- Dans les différentes travées en continuité.

4- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même.

5- La fissuration est peu nuisible.

IV.1.1.1. III.3.2.2.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t = [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée de rive

  $M_t = [\frac{1+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée intermédiaire.
- $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq$ Max [1.05 M_0 et (1+0.3 α) M_0]

--- Moment sur appuis :

- M = 0,2M0……appuis de rive
- M = 0,6M0……pour une poutre à deux travées
- M = 0,5M0……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- M = 0,4M0……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Avec :

- ✓ M_0 : Moment isostatique. - $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ (ELU)

- $M_0 = \frac{P_S L^2}{8}$ (ELS)

- ✓ M_w : Moment max sur l'appui gauche.
- ✓ M_e : Moment max sur l'appui droit.
- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85\ M_0$

$M_A = M_B = -0.5\ M_0$

--- les efforts tranchants :

$T_w = \frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$

$T_e = -\frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Annexe 4

Méthode de Caquot : (pour les poutres)

• Exposé de la méthode

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas
applicable.
Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

• portée fictive

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L\ pour\ une\ travée\ de\ rive\ avec\ appui\ simple\ de\ rive. \\ 0.8L\ pour\ une\ travée\ intermédiaire. \end{cases}$$

•Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

Où :

$$\gamma = \frac{K_w}{K_e} K_e = \frac{I_e}{l'_e} K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

Donc :$\gamma = \frac{I_w l'_e}{I_e l'_w}$

•Cas particulier

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

• Le coefficient de rigidité

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

• Le moment aux appuis

M_{app}=0,2M_0……Appuis de rives

$M_{app} = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$……Appuis intermédiaire

• Le moment en travée

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée :

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Annexe 5

Ferraillage des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

Détermination de :

$\mu \langle \mu_l = 0{,}392$ $\Rightarrow$ $A_s' = 0$ (armatures de compression)

ß = 0.5+√(1-2u) /2

$$At = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$$

Annexe 6

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

$\overline{\tau_u}$=Min$\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right]$= 2.5 MPa ……la fissuration est prujuduciable

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa ; 5MPa\right]$$ ……la fissuration est peu prujuduciable

Calcul des armatures transversales :

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

$a_t = \frac{\pi\phi^2}{4}$; $n_t = 2$; $A_t = a_t.n_t$

a. Escapement:

$S_t \leq min[0.9\,d\,, 40\,cm]$

Selon le R.P.A 99 **[Art A.7.5.2.2]**

$A_{t\,min} \leq 0.003\, S_t.b$

Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec:

K=1 flexion simple et la (fissuration est peu nuisible)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,MPa$$

Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence . F_eE40

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

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

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

Annexe 7

Condition de la flèche de la méthode forfaitaire

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalitésci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10 M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15 M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20 M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec$M_t = k \times M_0 k$: est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq k \leq 0{,}85$).

Calcul de la flèche :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \beta_1 \text{ (Tableau).}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow$$

- ✓ **Détermination de l'axe neutre :**

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A}$$

- ✓ **Moment d'inertie de la section totale :**

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_v = \frac{1}{3}E_i$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}}$$

$\Delta f = f_v - f_i$

Il faut avoir : $\Delta f < \bar{f}$

Avec: $\bar{f} = 5cm + \frac{L}{1000}$

Annexe 8

Méthode des lignes de rupture

III.5.2.1 Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.5.2.2 Principe de calcule :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale. $T_{ext} = q. S. f$

Avec :

P : Charge totale

S: Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

f= f/3 : triangulaire.

f= f/2 : rectangulaire.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M. L. \theta$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :

Travail extérieur = Travail intérieur ($\sum T_{ext} = \sum T_{int}$).

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur : en fonction du moment.

III.5.4. Hypothèses du calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
2) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3) la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5) On schématise :

- Un côté libre par trait continu.

- Un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

- Un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6) on appelle :

* Ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).

* Ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).

* La ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zigzag.

* La ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu

Annexe 9

Méthode de forfaitaire pour les dalles

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si $\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x P L_x$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de poisson ν avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour l'étatlimite ultime} \\ \nu = 0.2 & \text{Pour l'état limite de service} \end{cases}$$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues sur les appuis. On adopte les valeurs suivantes pour les planchers :

- Panneaux de dalle de rive :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x$

$M_{ty} = 0.85 M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -0.3\ M_x$ (appuis de rive)

$M_{ax} = M_{ax} = -0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

- Panneau de dalle intermédiaire :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.75\ M_x$

$M_{ty} = 0.75\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ax} = -0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

Vérification de l'effort tranchant :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x}$ $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x}$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y} \tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y}$

Annexe 10

Recommandations selon les règlements en Ferraillage des poteaux

Selon le CBA93

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

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

Selon le RPA verion2003 Art 7.4.2.1:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

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

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

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

h_e : la hauteur d'étage.

Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

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

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

Etat limite de stabilité de forme

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u * (e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3{l_f}^2(2 + \alpha\emptyset)}{10000\ h} \quad , \quad e_a = Max[\frac{L_0}{250}; 2\ cm]$$

Avec :

e_1 : excentricité du 1ier ordre provoquée par le moment de flexion.

e_2: excentricité du 2éme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$$

$$\alpha = \frac{Moment\ sous\ l'effet\ des\ charges\ permanentes}{Moment\ totale} = \frac{M_G}{M_u}$$

l_f : Longueur de flambement.

h :Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

e_2 : Longueur libre.

Les armatures transversales des poteaux

- **Selon le CBA93 : [Art A.5.1.2.3]**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φt est donnée par la relation suivante **:**

$\emptyset_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l)$

Avec :$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

St ≤ Min [0.9d ; 40cm].

$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

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

Avec : A_t:Section d'armaturestransversales.

b:Largeur de lasection droite.

h:Hauteur de lasection droite.

S_t:Espacementdesarmaturestransversales.

On prend : f_e=400 MPa.

Selon le RPA99 version 2003 : [Art.7.4.2.2]

Les armatures transversales des poteaux

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

T_u : Effort tranchant.

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

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : La hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

Annexe 11

V.5.1.1. Les armatures verticales

Section minimales et maximales

- **Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1**

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

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

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

- **Selon le CBA93 Art B.6.4**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\%$$

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le CBA93

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}\ ;\ \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Annexe 12

Vérification des contraintes à l'ELU

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$ Et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$
- La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

  La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 \times \bar{v}}{b_0\ d}$

  Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

  b_0 : épaisseur du voile.

  d : hauteur utile. d = 0.9h.

  h : hauteur total de la section brute

  La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2\ f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Annexe 13

Les armatures horizontales des voiles

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

- **Selon le CBA93**

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales. $\quad \emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}\ ;\ \emptyset_v\right]$

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

- **Selon le RPA2003**

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,;30cm]$$

Annexe 14

Ferraillage des linteaux

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

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

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

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

On devra disposer

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

a) Aciers longitudinaux

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

b) Aciers transversaux

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

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

Linteau long

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

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

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

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

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

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau_b \geq 0.06 f_{c28}}$)

Aciers diagonales :

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

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

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

Ferraillage minimal (RPA v2003 Art.7.7.3.3)

a) **Armatures longitudinales**

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

b) **Armatures transversales**

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

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

s : Espacement entre les cadres

c) **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Annexe 15

LES CHARGES THERMIQUES CBA93 [ART A .3.1.3.3]

δ_t= E*ε

ε=$\frac{\Delta L}{L}$

δ_t=$\frac{N_t}{S}$ = E*ε Avec N_t=ε*S*ΔT*θ

$\Delta T = [T_{min} - T_{max}]$

ε= ΔT*L*θ