REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de la Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil
Spécialité : Structures

Etude d'un bâtiment en R+7 implanté en zone III

Présenté par :
IMENE RAHAL
BRAHIM BOULARESS
FAIZA

Proposé et dirigé par
YOUNSI ABDERAHMAN

Promotion 2021

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa. Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en particulier, nous tenons à remercier le Dieu qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Merci à Mr. younsi Abderrahmane, Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Médéa.

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

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce mémoire.

RAHAL IMENE

BRAHIM BOULARESS FAIZA

Dédicace

Merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, à la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme demon cœur, ma vie et mon bonheur ; MAMAN que j'adore.

A mon PERE, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voirréussir qui a veillé à m'encourager, à me donner l'aide.

A ma sœurs AKILA, mes belles fleurs que j'aime si fort.

A Mes chères frères, SOUFIANE ET MOUHAMED.

A toute la famille RAHAL.

A mon binôme FAIZA, Merci pour les bons moments quenous avons passé ensemble.

À mes amis intimes et à tous mes collègues de 2éme année master génie civil promotion 2020/2021.

Veuillez trouver tous dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.



« IMENE »

Dédicace

Merci ALLAH de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve. Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, à la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme demon cœur, ma vie et mon bonheur ; MAMAN que j'adore. A mon PERE, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voirréussir qui a veillé à m'encourager, à me donner l'aide.

A mes sœur FATMA ZOUHRA ET SOUAD , ma belle fleur que j'aime si fort. A Mes chères frères, MOHAMED et HSENN ET ABDELGHANI. A toute la famille BRAHIM BOULARESS. A mon binôme IMENE , Merci pour les bons moments que nousavons passé ensemble. À mes amis intimes et à tous mes collègues de 2éme annéemaster génie civil promotion 2020/2021.

Veuillez trouver tous dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.



«FAIZA»

Résumé

Le but de Ce travail est la conception d'une structure à usage d'habitation (R +7) qui est implanté dans la wilaya de d'Alger, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assuréepar les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (Robot Structural Analysis Professional 2010).

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes auxrègles applicables en vigueurs à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003, Pourla vérification du ferraillage, nous avons utilisés un logiciel Socotec.

ملخص

يهدف هذا العمل على تصميم و دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي + 7 طوابق , والتي سيتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم *III* حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (*RPA99 version 2003*) .

ان مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة .

لقد تمت الدراسة باستعمال برنامج 'Robot Structural Analysis Professional 2010).

وتم ايضا تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (*99* معدلة *(RPA 99 version 2003, BAEL 91* .
للتحقق من نتاج التسليح استعنا ببرنامج ألي متطور .*Socotec*

Abstract:

The aim of this work is the conception and study of a building wich contains under good + 7 floors stages underground which will be established in Algiers . classified as zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).The stability of the structures is ensured by the beams, and the columns and the walls. The studyand the analysis of this plan had been established by software (Robot Structural Analysis Professional 2010).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

CHAPITRE I

I.1 Introduction……...1
I.2. Présentation du projet……....1
I.3.Les dimensionnements du bâtiment……..1
I.4. Conception de la structure……....1
I.4.1.Planchers……..1
I.4.2.Contreventement ……..…2
I.4.3. Escaliers……..…2
I.4.4. Maçonnerie ……..2
I.4.5. Revêtement ……..…2
I.4.6. Acrotère ……..…2
I.4.7. L'infrastructure ……..…2
I.4.8. Type de coffrage utilisé ……..…2
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux……..…3
I.5.1. Le Béton ……3
I.5.1.1.Composition du béton ……...3
I.5.1.2.Résistance caractéristique ……..…..3
I.5.1.3.Module de déformation longitudinale du béton ……....3
I.5.1.4.Coefficient de poisson « υ »…… ....…3
I.5.1.5.Contrainte de calcul de béton comprimé ……..…3
I.5.1.5.a. Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R »……....3
I.5.1.5.b. Etat Limite Service « E.L.S » ……..4
I.5.2. Les Armatures……..…4
I.5.2.1.Type d'acier utilisé ……..4
I.5.2.2. Contrainte de calcul d'acier ……....5
I.5.2.2.a. Etat Limite Ultime « E.L.U » ……..5
I.5. 2.2.b. Etat Limite Service (E.L.S)……..5
I.6. Combinaison de calcul……6
I.7.Les règlements utilisent……6
I.8.Les logiciels utilisent……6

CHAPITRE II

II. Pré-dimensionnement……..7
II.1.Introduction……..7
II.2.Pré-dimensionnement des planchers ……7
II.2.1. Plancher à corps creux……....7
II.2.2. Plancher en dalle pleine……....8
II.3.Evaluation des charges permanent et des surcharges exploitation ……..8
II.3.1. plancher terrasse……8
II.3.1.1 charges permanentes……..9
II.3.2. Plancher courant (corps creux)……..9
II.3.2.1. Charges permanentes……9
Dalle pleine ……....10
II.3.3.Maçonnerie ……..11
II.3.3.a. Murs extérieurs (doubles-cloisons) ……....11

II.3.3.b. Murs intérieurs (simples-cloisons) ……...11
II.3.4. Escalier :……..…12
II.3.4.1. Charge permanentes……..12
II.3.4.1.a Palier……...12
II.3.4.1.b. La paillasse ……...…12
II.4. poutre……...…13
II.5.Poteaux……14
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement……..……14
II.5.2. Calcul de l'effort normal limite……15
II.5.3. Choix du poteau le plus sollicité……..……15
II.5.4. Calcul des charges revenant aux poteaux……...……..16
II.5.4.1. Charges permanentes……16
II.5.4.2. Charges d'exploitations……..…17
II.5.5. Calcul de l'effort normal ultime……...……18
II.5.6. Vérificationsde'RPA99v2003'……18
II.5.6. a. Les poteaux……..……18
II.5.6. b. longrine ……...……19
II.5.6.c. voile……...19

CHAPITRE III

III.1. Calcul des planchers……...……21
III.1.1.Introduction ……..……21
III.1.2.Plancher a corps creux ……21
III.1.2.1 Ferraillage de la dalle de compression ……..…21
III.1.2.1.a. Armatures perpendiculaires aux nervures ……21
III.1.2.1.b) Armatures parallèles aux nervures ……...……22
III.1.2.2.Etude des poutrelles……..……22
III.1.2.2.a. avant coulage ……22
III.1.2.2.b. Après coulage……24
III.1.2.2.c. Détermination des sollicitations ……..….25
III.1.2.2.d. Sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) et (ELS)…….. 26
III.1.2.3.Ferraillage des poutrelles ……...……..30
III .1.2.3.a. Ferraillage Plancher étage courant……..……30
III .1.2.3.b. Calcul des armatures transversales (cadre) ……....31
III.2. L'acrotère ……..……34
III.2.1. Introduction ……..……..34
III.2.2. Charge et surcharge ……..……..34
III.2.3. Détermination des efforts……35
III.2.4.Calcule du ferraillage……..……..35
- e l'excentricité……..……35
- Vérification de l'effort tranchant ……38
- Vérification de l'acrotère au séisme ……...……39

III.3. Dalle pleine ……..……40

- Méthode de calcul……..……..…..…….……40
III.3.1.Hypothèses de calcul……...……..…….……40
III.3.2.Calcul des moments…….…...….40
III.3.2.1.Calcul du Travaille externe et interne…….…..……42
a. Dalle reposant sur deux appuis…….....42
III.3.2.2.Calcul du ferraillage à l'ELU……42
III.3.2.3Vérificationdescontraintesàl'ELS……...…44
III.3.2.4.Vérification de l'effort tranchant……..45
III.3.2.5.Condition de la flèche……...45
III.3.2.6.Calcul du ferraillage à l'ELU……....47
III.3.2.7.Vérification de l'effort tranchant……..47
III.4.Escaliers ……...…….49
III.4.1.Introduction…….49
III.4.2.Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaires…….…..…….49
III.4.2.1.Dimensionnement…….…49
III.4.3.Détermination des charges et surcharges de l'escalier…….……50
III.4.3.1.Paillasse…….....50
III.4.3.2.Palier ……51
III.4.3.3.Détermination des efforts……..……51
III.4.3.4.Calcul des sollicitations à ELU et à ELS……..51
III.4.3.5:ferraillage de l'escalier……..……54
III.4.3.6.vérification de la flèche…….……56
III.4.4.Poutre palier…….……56
III.4.4.1.Évaluation des charges…….…….57

CHARITRE IV

IV. Étude dynamique……..59
IV.1. Introduction……...……59
IV.2. choix delà méthode de calcul…….……59
IV.3. la méthode d'analyse modale spectrale…….……59
IV.3.1. principe……..….59
IV.3.2. domaine d'application…….59
IV.3.3. détermination des paramètres des pectre de réponse…….……60
a. coefficient d'accélération A……...….60
b. Coefficient de Comportement Global de la Structure R…….……60
c. facteur de correction d'amortissement……...…….61
d. facteur de qualité Q……....61
e. période T_1 et T_2 du site considéré……....61
f. Estimation de la période fondamentale de la structure T……....61
IV.3.4. Modélisation……...63
IV.3.5. Choix de disposition des voiles…….……63
IV.3.6. Analyse du comportement structurel du «système portiques /voiles»……...…….63
IV.3.6. 1.Analyse modale de la structure……63

IV.3.7. Analyse sismique de la structure portiques/voiles……..65
IV.3.7.1. Résultante des forces sismiques à la base Vt…….……..65
IV.3.7.2 Vérification du déplacement inter-étages……....66
IV.3.7.3Justification Vis A Vis De l'effet P…….....67
IV.3.7.4L'effort normal réduit dans les poteaux…….69
IV.3.7.5 Vérification au Renversement……..……70

CHAPITRE V

V. Étude des éléments structuraux……..……72
V.1. Introduction……...……..72
V.2. Ferraillage des poteaux……...72
V.2.1. Recommandations et exigences du RPA99révisé2003 en zone III……...…..73
V.2.2. Recommandations du CBA93…….....75
V.2.3. Calcul des armatures……..……..76
V.2.3.1.Armature longitudinales ……..…….…76
V.2.3.1.1.Vérification des contraintes à l'ELS…….……..77
V.2.3.1.2. Hypothèse de calcul à partir de BAEL ……..…77
V.3.Ferraillage des poutres……80
V.3.1.Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003en zone III…….……...…..81
V.3.2.Calcul des armatures…….....…82
V.3.2.1.Armature longitudinales……....…82
V.3.2.1.1.Vérification des contraintes à l'ELS……...……..……..83
V.3.2.1.2.Section minimale……83
V.3.2.1.3.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants…….……..….84
V.3.2.2.Armature transversale…….……..84
V.3.3.Vérification de la flèche…….……..85
V.4.Ferraillage des voiles…….……..……87
V.4.1.Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone III…….……..….88
V.4.2.calcul des armatures……...…..….89
V.4.2.1.Armatures verticale……...…89
V.4.2.1.1.Vérification des armatures à ELS……..93
V.4.2.2.Armateurs horizontaux……93
V.4.3.Armaturestransversales……...94

CHAPITRE VI

VI .1.Introduction……95
VI.2.Choix du type de fondation……..…95
VI.3.Surface nécessaire du radier……96
VI.4.Dimensionnement……....96
VI.4.1.a. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier……96
VI.4.1.b. condition de rigidité ……..…96
VI.4.1.c. Condition de non cisaillement……...……97
VI.4.2.Dimensionnement des nervures……..……..98
VI.5.Ferraillage du radier……99

VI.5.1.Ferraillage de la dalle du radier…….99
VI.5.2.Détermination des efforts ……...100
VI.6.Calcul des armatures……101
VI.7.Ferraillage des nervures……...103
VI.7.1.Calcul des armatures à ELU……...……..103
VI.7.2.Vérification de ferraillage à l'ELS……...……104
VI.8.ETUDE DU VOILE PREPHERIQUE……...……..…..105
VI.8.2. Pré dimensionnement …….……105
VI.8.3 Ferraillage…….105

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : charger permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)……..9

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux)……..…9

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)…….……10

Tableau II.4. Charge permanente du plancher d'étage courant (dalle pleine)……10

Tableau II.5 : charges permanentes du mur double cloison……..11

Tableau II.6 : charges permanentes du mur simples cloisons……...11

Tableau II.7: charge permanente de palier de l'escalier ……12

Tableau II.8 : charge permanente paillasse de l'escalier ……12

Tableau II.9: Pré dimensionnement des poteaux……..13

Tableau II.10: Pré dimensionnement des poteaux……13

Tableau II.11:Détermination des surcharges d'exploitation……15

Tableau II.12 : Détermination des charges permanentes……..16

Tableau II.13 : Vérifications du (1,1.Nu ≤$\overline{Nu}$)…….*18*

Tableau II.14 : résultat finale……..…….19

Tableau III.1 : les charges des poutrelles avant coulage……...……..23

Tableau III.2 : Calcule des moments……..…….23

Tableau III .3: Evaluation des charges……..……..….24

Tableau III.4: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) et (ELS)…27

Tableau III.5: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) et (ELS)….28

Tableau III.6: Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU) et (ELS....29

Tableau III.7: Résultat des sollicitations……30

Tableau III.8:ferraillage des poutrelles……..31

Tableau III.9: vérification de l'effort tranchant……..……..…… 32

Tableau III.10: paramètres de calcul……..……34

Tableau III.11:Géométrie d'un acrotère……34

Tableau III.12 : détermination des efforts à l'ELU et l'ELS……..……35.

Tableau III.13 : dimensions et caractéristiques des matériaux……...35

Tableau.III.14 : Calcul des moments réduits……...…36

Tableau III.15:Vérification de l'effort tranchant……....38

Tableau III.16 : Evaluation des charges…….…….41

Tableau III.17 : Combinaisons des charges……41

Tableau.III.18 : Les résultats du Travaille externe et interne…….42

Tableau.III.19: Les résultats du ferraillage de la dalle pleine……..…….43

Tableau III.20 : Paramètres de calcul……..……..……..44

Tableau.III.21:Vérification des contraintes à l'ELS…….…….……44

Tableau.III.22 : Les résultats du Travaille externe et interne…….46

Tableau.III.23:Vérification des contraintes à l'ELS…….…….……47

Tableau.III.24:la charge permanente paillasse…….……50

Tableau.III.25:la charge permanente de palier …….……...….51

Tableau.III.26 : Combinaisons des charges de l'escalier……..……51

Tableau.III.27 : Réaction des appuis…….……52

Tableau.III.28: Effort trenchant et moment fléchissant à l'ELU…….……...……..52

Tableau III.29.Détermination des efforts……53

Tableau.III.30:paramètre de calcul……..54

Tableau.III.31: Les résultats du ferraillage des escaliers……54

Tableau.III.32 : Vérification de l'espacement……55

Tableau.III.33 : vérification des contraintes……..……..57

Tableau.III.34: Les résultats des efforts……..……58

Tableau.III.35 : Les résultats du ferraillage de la poutre palière…….58

Tableau.III.36. Vérification des contraintes de la poutre palière……58

Tableau. IV.1 : Facteur de qualité Q. …….....61

Tableau IV .2 : les facteurs de participation massique de chaque mode……..65

Tableau. IV.3 : vérification Résultante des forces sismiques à la base…..…….……66

Tableau IV. 4 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x ……..……67

Tableau IV .5 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y……..……67

Tableau .IV.6: Vérification l'effet P-Δ suivant X…….....68

Tableau. IV.7 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y……..….....69

Tableau IV.8 : Le moment de RENVERCEMT provoqué par effort sismique sens X-X.…70

TableauIV.9 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens Y-…71

Tableau .V.1.Ferraillage longitudinal des poteaux.……....76

Tableau .V.2.Vérification des contraintes à ELS.…….....77

Tableau V.3: Ferraillage transversale des poteaux.…….....78

Tableau .V.4: Les données de calcul…….....80

Tableau .V.5: Ferraillage longitudinal des poutres.…….....82

Tableau .V.6: La section choisie d'armatures des poutres.…….....82

Tableau .V.7 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS……..83

Tableau .V.8: Vérification de section d'armatures.…….....83

Tableau.V.9: Calculde $\overline{\tau_u}$ …….....84

Tableau .V.10:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres. $\overline{\tau_u}$ …..……84

Tableau .V.11: Calcul des armatures transversales des poutres.…….....…89

Tableau.V.12: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins(RDC+1er)…….....89

Tableau.V.13:Vérificationdesarmateursverticauxselonlaconditio nRPAetCBA…….....89

Tableau.V.14: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (2éme +3éme)….....90

Tableau.V.15:Vérificationdesarmateursverticauxselonlaconditio nRPAetCBA…….....90

Tableau .V.16: Calcul des armateurs verticaux des voiles plein s(4eme+5eme)….....91

Tableau.V.17:Vérificationdesarmateursverticauxselonlaconditio nRPAetCBA…….....91

Tableau .V.18: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (6eme+7eme).…….....92

Tableau .V.19:Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CB.....92

Tableau. V.22:Vérification des armateurs verticaux à ELS…….....93

Tableau .V.23. Calcul des armateurs horizontaux pour RDC.…….....93

Tableau .V.25.diamètre des armatures transversales.……...…….....94

Tableau.VI.1 : Détermination des efforts à L'ELU……...…….…..100

Tableau.VI.2 : Détermination des efforts à L'ELS……...…100

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferraillage de radier……...….101

Tableau.VI.4: Les résultats du ferraillage de nervure suivant (x-x)……..…….103

Tableau.VI.5: Les résultats du ferraillage de nervure suivant (y-y)……...……103

Tableau.VI.6:vérification des contraintes……..104

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Diagramme de contrainte déformation du béton…….……..…….4

Figure I.2: Diagramme de contrainte déformation d'acier…….……5

Figure II.1 : Dimensionnement de plancher corps…….....7

Figure II.2 : Mur double cloison……...……....11

Figure II.3 : Surface de plancher supportée plus sollicitée……...…...…….15

Figure III.1 : Corps Creux 21

Figure III.2 : Disposition constructive des armatures de la dalle compression……..21

Figure III.3: Schéma de poutrelle……....……22

Figure.III.4: Poutrelle avant coulage…….……23

Figure.III.5: Poutrelle avant coulage pour deux étais……..……...……...…24

Figure III.6: Poutrelle à deux travées……..…….26

Figure III.7: Poutrelle à trois travées……..…….....28

Figure III.8: Poutrelle à quatre travées……29

Figure.III.9:ferraillage des poutrelles……..…….33

Figure.III.10: schéma statique…….……34

Figure .III.12 : les efforts à ELU et à ELS…….…….….35

Figure .III.13 : diagramme retenu des moment……..….39

Figure III.14 : Diagramme de l'effort tranchant……..……..….40

Figure.III.15: Section de calcul……...……..54

Figure.III.16: Ferraillage de la poutre palière……...58

Figure IV.1: Propagation du séisme…….....59

Figure IV.2: Simulation de la force sismique…….....59.

Figure IV.3 : Disposition des voiles…….....64

Figure .V.1 : ferraillage des poteaux …….....79

Figure .V.2: ferraillage des poutres ……..... 86

Figure .V.3: types de voile …….....94

Figure.VI.1: Disposition des nervures par rapport au radier taux poteaux……....98

Figure.VI.2: Ferraillage de la Dalle du Radier. ……103

Figure.VI.3: Ferraillage des nervures……104

Figure.VI.4 : Ferraillage des débords……...105

NOTATIONS

✓ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Section du béton.

$\mathbf{B_r}$: Section réduite du béton d'un poteau.

$\mathbf{B_t}$: Section de la partie tendue du voile

$\mathbf{L_t}$: Longueur de la section tendue du voile.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité du béton.

$\mathbf{E_s}$: Module d'élasticité de l'acier.

I : Moment d'inertie.

M : Moment fléchissant.

$\mathbf{M_t}$: Moment fléchissant en travée.
$\mathbf{M_a}$: Moment fléchissant en appui.
$\mathbf{M_u}$: Moment fléchissant à l'ELU.
$\mathbf{M_{ser}}$: Moment fléchissant à l'ELS.
N : Effort normal.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
$\mathbf{N_{ser}}$: Effort normal de service.
$\mathbf{N_u}$: Effort normal ultime.
$\mathbf{T_u}$: Effort tranchant ultime.

✓Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
$\mathbf{b_0}$: Largeur de la nervure de la section du béton (section en Té).
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
$\mathbf{f_{c28}}$: Résistance caractéristique du béton à la compression à «28» jours.
$\mathbf{f_e}$: Limite d'élasticité de l'acier.
$\mathbf{f_{t28}}$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28» jours.
$\mathbf{l_f}$: Longueur du flambement.
$\mathbf{S_t}$: Espacement des armatures transversales.

✓Majuscules grecques :

Δ : Variation.
Σ : Sommation.
Φ : Diamètre nominal d'une barre d'acier.
W : Poids.

✓Minuscules grecques :

α : Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε : Déformation relative.
η : Coefficient de fissuration.
λ : Élancement mécanique.
ν : Coefficient de Poisson.
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ : Déplacement d'un niveau.

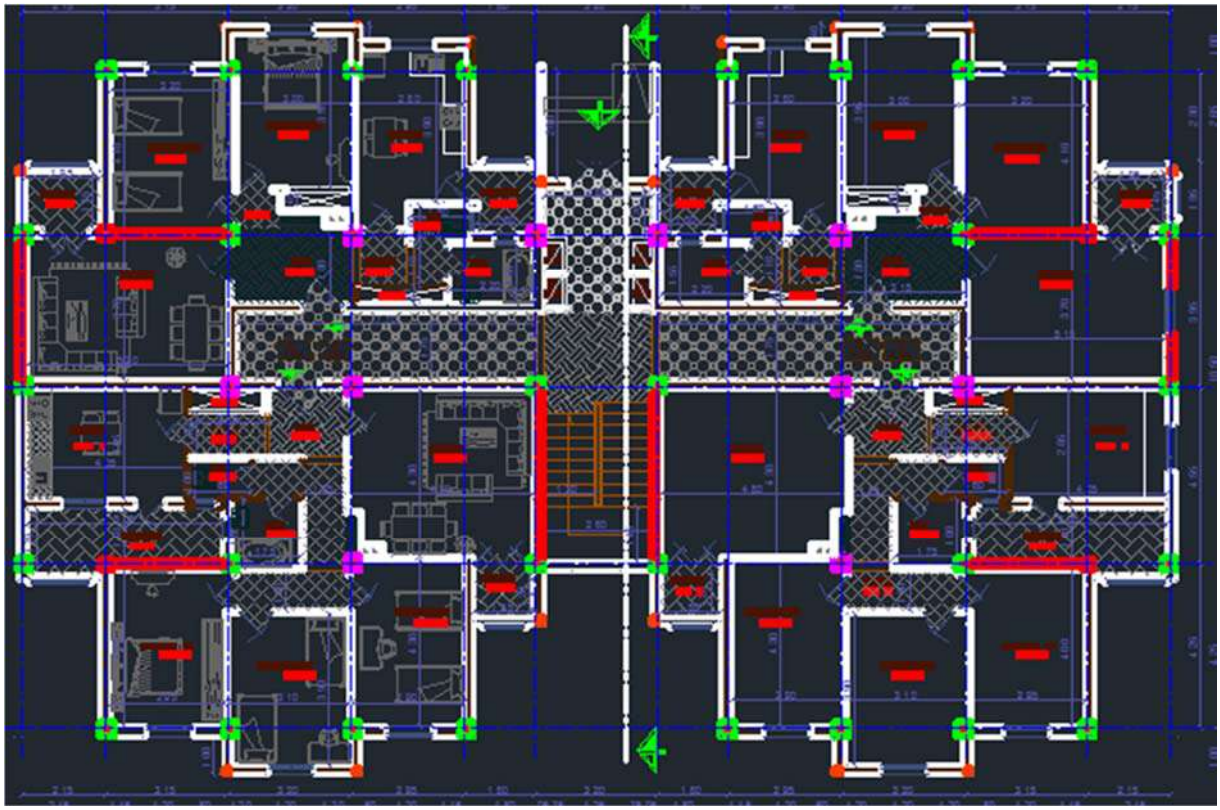


Fig. : plan de rez de chaussée

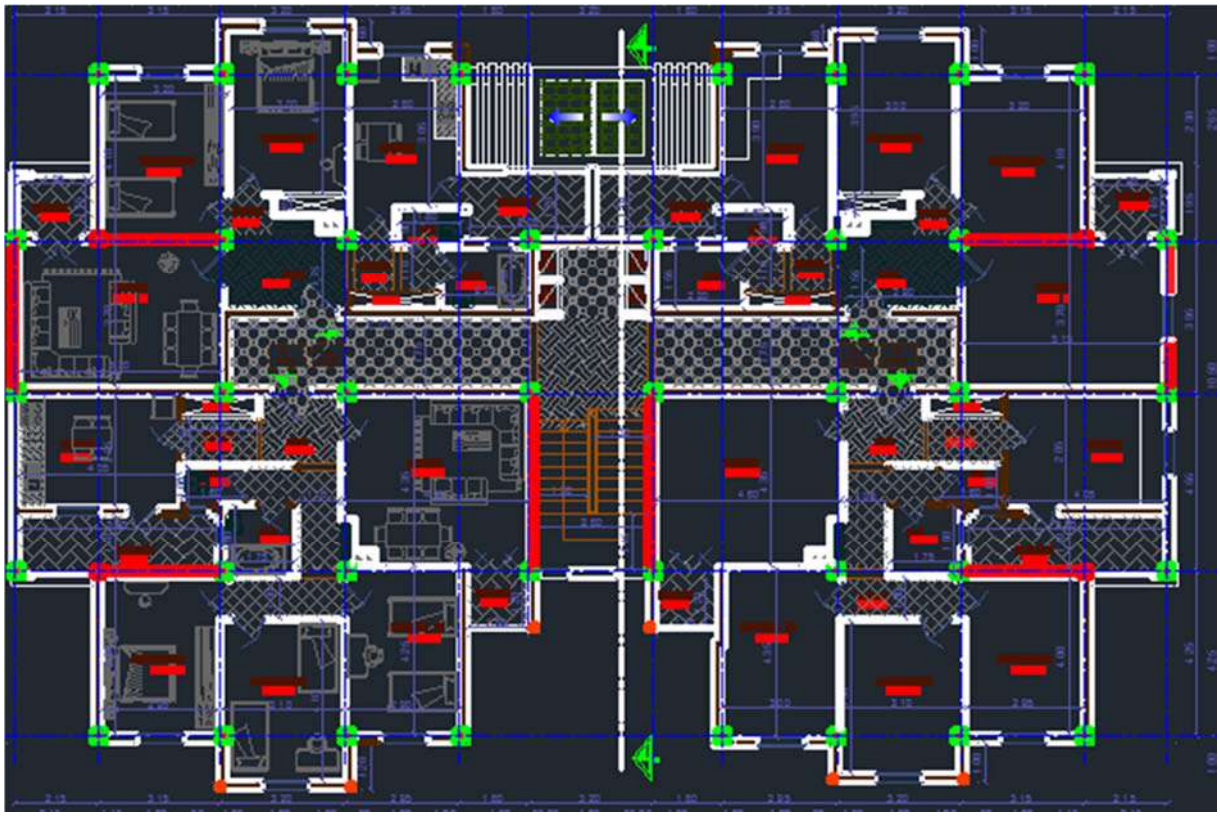


Fig. : plan d’étage couran



Fig.I.3 : Vue de la façade.

INRODUCTIN GENERALE

L'étude des structures est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment situé à willaya d'Alger, classé en zone III. Le bâtiment en question est à usage multiple habitation, et constitué d'un rez-de-chaussée (RDC) et 7 étages.

L'étude de ce bâtiment a été menée selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.
- Le deuxième chapitre traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, maçonnerie, les escaliers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés autroisième chapitre.
- Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale en utilisant le logiciel de calcul structurelle « ROBOT 2010 ». En présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.
- Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) est objet du sixième chapitre.

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments est fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituants l'ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation du projet :

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+7). Ce projet est un ouvrage courant implanté à wilaya d'Algera (zoneIII).

Classée d'après les règles parasismiques algériennesRPA99/version 2003 « article 3.2 » comme une zone de fort sismicité (zone III).

Le bâtiment est composé de :

- Un rez-de chaussée
- u1^{er} au 7ème étage à usage d'habitation.

I.3.Les dimensionnements du bâtiment :

Longueur en plan.....Lx=30.10m.

Largeur en plan.....Ly=19.40m.

Hauteur totale du bâtiment..... H = 25.84m.

Hauteur du RDC.....h_{RDC} = 3.23m.

Hauteur des étages courants.....$h_{e\ c}$= 3.23m.

I.4. Conception de la structure:

1. **Planchers :**
   Les plancher étant considères comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux élément porteurs de la structure . Ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Nous avons utilisé deux types de plancher :

- plancher à corps creux
- plancher à dalle pleine

2. **Contreventement :**

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.
En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

3. **Escaliers :**

La structure comporte des escaliers de forme droite (paliers/paillasses) réalisés en béton armé.

4. **Maçonnerie :**

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 10 cm séparant les briques creuses de 10 cm.
- Les murs intérieurs :à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

5. **Revêtement :**

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

6. **Acrotère :**

La structure est entourée d'un acrotère de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm d'hauteur.

7. **L'infrastructure :**

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

8. **Type de coffrage utilisé :**

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1. Le Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression .Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

- **Composition du béton :**
  - 350 kg/m^3 de ciment de classe CPj.
  - 400 litres de sable de diamètre 0/5.
  - 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
  - 175 litres d'eau de gâchage.
- **Résistance caractéristique :**

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm^2 de section.

- Compression : f_{C28} = 25 Mpa « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06\ f_{C28} = 2,1$ Mpa.

- **Module de déformation longitudinale du béton :**
  - Module instantané : $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195$ Mpa.
  - Module différé : $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9$ Mpa.
- **coefficient de poisson « υ »**

Sollicitations : $\upsilon = 0$

Déformations : $\upsilon = 0.2$.

Contrainte de calcul de béton comprimé :

a. Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R »

ζ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

$$0 \le \zeta_{bc} \le 2‰ \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b.\left[1-\left(2-\frac{\zeta_{bc}}{2}\right)\right]}$$

Si :La courbe est sous forme d'une parabole.

Si : $2‰ \le \zeta_{bc} \le 3,5‰ \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$

La courbe est sous forme d'un rectangle.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \ge 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \le t \le 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

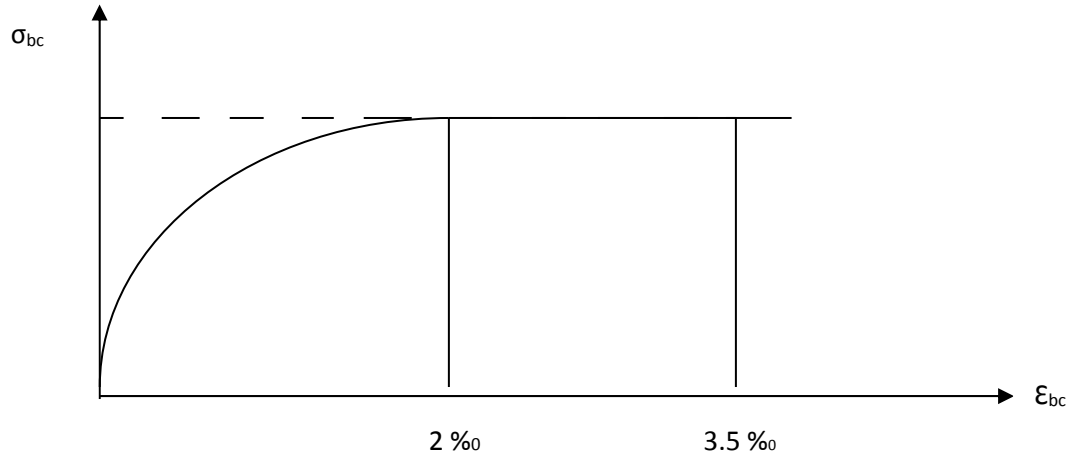


Figure I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton.

b. Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28} = 15$ Mpa.

2. Les Armatures :

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

- **Type d'acier utilisé :**
  - Barres lisses ⟹ FeE 235
  - Barres à haute adhérence ⟹ FeE400
  - Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence ⟹ FeE520

- **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ.

a. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400$ Mpa.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1{,}15$.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

Es : Module d'élasticité de l'acier $E_S = 2 \times 10^5$ Mpa.

$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1{,}15 \times 2 \times 10^5} = 1{,}739 \text{ ‰}.$$

Si : $\zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s. \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,826$ Mpa.

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5+1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4\,\alpha_L) = 0,392.$$

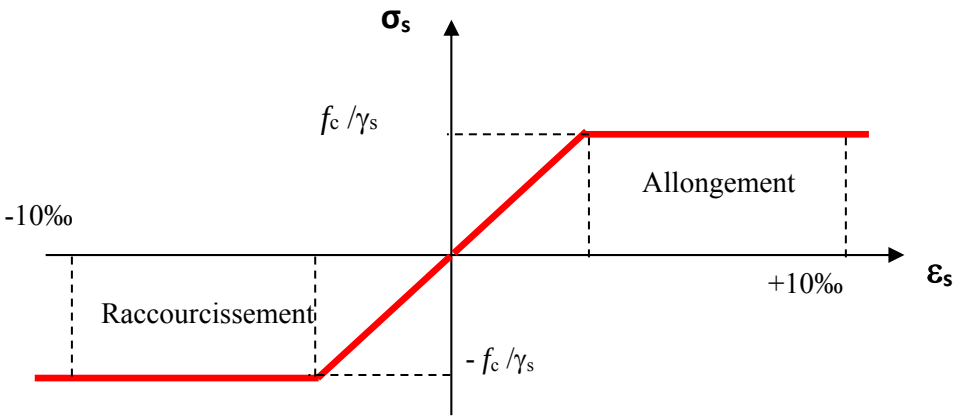


Figure I.2: Diagramme de contrainte déformation d'acier

b. Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s.
- Fissuration peu préjudiciable

$$\overline{\sigma_S} < \sigma_S \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e .110.\sqrt{\eta . f_{t28}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable.

$$\overline{\sigma_S} < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e .90\sqrt{\eta . f_{t28}}\right)$$

Avec η: coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

I.6. Combinaison de calcul:

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

1. Pour les situations durables :P1 = 1,35 G + 1,5 Q.

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc… »

P2 = G + Q ± E.

P3 = G + Q ± 1,2 E.

P4 = 0,8 G ± E.

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :P5 = G + Q.

Avec:

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.7. Les règlements utilisent:

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99.
- R.P.A 99 Version2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R.

I.8.Les logiciels utilisent :

- Robot Structural Analysis Professional 2010 : Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2013 : Pour les dessins des plans.

II. Pré-dimensionnement :

II.1.Introduction:

Le pré dimensionnement est un calcul permet de définir les dimensions des éléments de la structure en utilisant les règlements en vigueur **: [CBA93, DTR B.C.2.2 et RPA99v2003].**

II.2.Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est un ouvrage qui est considéré dans une construction comme une plateforme horizontale au rez-de-chaussée, Ou un séparateur entre deux étages.
Pour notre bâtiment, on a un deux types de planchers sont utiliser :

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planches a corps creux sont constitues de poutrelles préfabriquées associées a des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule a l'aide des deux formules suivant :

- $\frac{Lmax}{20} \leq h_t \leq \frac{Lmax}{25}$
- $h_t \geq \frac{Lmax}{22.5}$

Avec :
L_{max} : la portée maximale dans le sens des poutrelles (entre axes).
ht : hauteur totale du plancher.
Dans notre cas : L = 455 cm.
Donc :

$\frac{455}{25} \leq h_t \leq \frac{455}{20}$ ou $h_t \geq \frac{455}{22.5}$

$18.2 \leq h_t \leq 22.7$ ou $h_t \geq 22.22$ cm

On choisit ; ht=20cm. Ce qui correspond a un plancher à corps creux de type (16+4)
Telle que : ht = (d + e)
d=16cm (hauteur de corps creux).
e= 4cm (hauteur de la dalle de compression)
Donc **ht = (16+4) cm.**

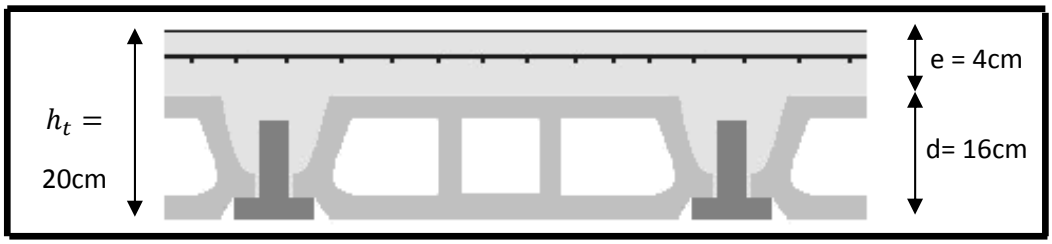


Figure II.1 : Dimensionnement de plancher corps creux

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante : ht ≥ 16cm, d'où on a 20cm >16cm (condition vérifie).

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

Le pré dimensionnement est effectué en utilisant les formules empiriques suivantes :

- Dalle reposant sur 2 appuis :

$$\frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{35}} \leq \mathbf{e} \leq \frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{30}}$$

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{45}} \leq \mathbf{e} \leq \frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{40}}$$

Avec :
e : l'épaisseur de la dalle.
L_{max}: La portée maximale ou minimale du panneau suivant le cas (entre axes)
Dans notre cas, on a :

Dalle reposant sur 2 appuis (adjacents) : L_{max} = 455cm,
$\frac{455}{35} \leq e \leq \frac{455}{30} \Rightarrow \quad 13 \leq e \leq 15.16$

On prend alors : e = 15 cm.

II.3. Evaluation des charges permanent et des surcharges exploitation :

II.3.1. plancher terrasse :

II.3.1.1 charges permanentes:

N0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.9
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	-	-	0.0
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.54**

Tableau II.1 : charger permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

- Surcharge d'exploitation Q=1kN/m^2 la terrasse est inaccessible

II.3.2. Plancher courant (corps creux) :

II.3.2.1. Charges permanentes :

	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux

- Surcharge d'exploitation Q=1.5kn/m² (usage d'habitation).

Dalle pleine :

	Composant	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	poids surfacique (KN/m2)
1	Gravillons roulés	**0,04**	**18**	**0.9**
2	étanchéité multicouche	**0,02**	**6**	**0.12**
3	Papier kraft			**0.05**
4	Liège (isolant)	**0.04**	**4**	**0.16**
5	Forme de pente	**0.10**	**22**	**2.2**
6	Film polyane			**0.01**
7	Pare vapeur	**0.01**	**6**	**0.06**
8	Dalle pleine	**0.15**	**25**	**3.75**
9	Enduit en plâtre	**0.02**	**10**	**0.20**
Charge permanente G				**7.45**

Tableau II.4. Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

Surcharge d'exploitation Q=1KN/m²

	Composant	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortiers de pose	0.02	20	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère + Enduit de ciment	0.10		1.62
Charge permanente G				**6.95**

Tableau II.6.Charge permanente du plancher d'étage courant (dalle pleine).

Surcharge d'exploitation de balcon de l'étage courant Q= 3.5KN/m2

II.3.3.Maçonnerie :

a. Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	10	2×0.10
2	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
3	Brique creuse	0.10	9	2×0.9
4	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				**2.67**

Tableau II.3 : charges permanentes du mur double cloison

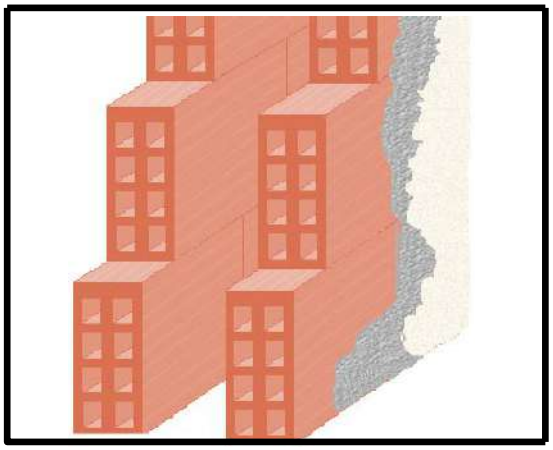


Figure II.2 : Mur double cloison

b. Murs intérieurs (simples-cloisons) :

	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36×2
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Charge permanente G				**1.62**

Tableau II.4 : charges permanentes du mur simples cloisons

2.3.4. Escalier :

2.3.4.1. Charge permanentes :

Palier :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de palier de l'escalier :

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage grès céramique	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lie de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**5.49**

La charge permanente paillasse de l'escalier La charge permanent de palier G= 5.49

La paillasse :

Le tableau ci-dessous représente :

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage grès céramique	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lie de sable	0.03	18	0.54
4	Marche	0.18/2	25	2.25
5	Paillasse	0.15/cos α	25	4.46
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanent G				**8.45**

La charge permanente de paillasse : **G= 8.45 (KN/m^2)**
La charge d'exploitation de tout l'escalier : **Q= 2.5 (KN/m^2).**

II.4. POUTRES:

Le pré dimensionnement se fait suivant les formules empiriques suivantes :

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

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

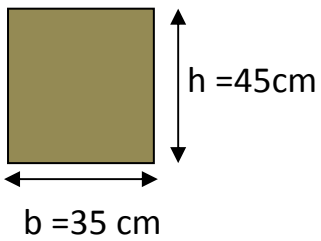
Avec :

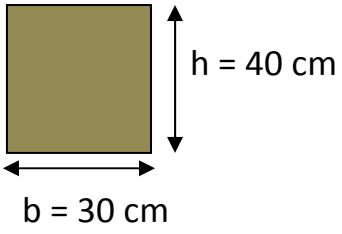
L_{max}: La portée maximale de la poutre (entre nus).
h : la hauteur de la poutre.
b : la largeur de la poutre.

Les dimensions doivent satisfaites aux conditions suivantes :

b≥ 20 cm
h ≥ 30 cm
$\frac{h}{b} \leq 4$

	poutre principale	poutre secondaire
pré dimensionnement	L_{max}= 5.30 m 35.3 $cm \leq h \leq$ 53 cm On adopte h = 45 cm 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm On adopte b = 35 cm	L_{max}= 4.55m 30 $cm \leq h \leq$ 45 cm On adopte h = 40cm 12cm ≤ b ≤ 28 cm On adopte b = 30 cm
vérifications selon RPA99v2003	b = 35 ≥ 20 cm h = 45 ≥ 30 cm h/b = 45/35 = 1.28 ≤ 4 (conditions vérifiées)	b = 30 ≥ 20 cm h = 30 ≥ 30 cm h/b = 30/30 = 1.3 ≤ 4 (conditions vérifiées)
Condition de rigidité h/l ≥ 1/16	h/l = 0.0849 ≥ 1/16 = 0.0625 (conditions vérifiées)	h/l = 0.0879 ≥ 1/16 = 0.0625 (conditions vérifiées)
Conclusion	h = 45 cm ; b = 35	h = 40cm ; b = 30 cm





Vérification de la flèche

L= 5.30 ; L ≤ 5 ; F≤ L/500 = 530/500 = 1.06 cm

II.5.Poteaux :

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et des charges d'exploitations.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

La vérification de pré dimensionnement sera suivant la formule suivante :

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

Avec :

N_u: L'effort normale ultime = 1,35G + 1,5Q.

G, Q : la charge permanente et la charge d'exploitation agissent sur le poteau.

b_1 ; h_1 : Les dimensions du poteau.

B_r: la section réduite du poteau = $(b_1 - 2)(h_1 - 2)$ [cm^2](sec. rectangulaire).

A_s: La section d'acier minimale = $\frac{B}{1000}$

α : le coefficient de réduction = $\begin{cases} \frac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow pour\ \lambda \leq 50. \\ 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow pour\ 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$

λ : l'élancement mécanique du poteau = $\frac{L_f}{i}$

L_f: la longueur du flambement = $0{,}707L_0$

i : le rayon de giration = $\frac{b}{\sqrt{12}}$ (sec. rectangulaire).

Les dimensions doivent satisfaites aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b_1 ; h_1) \geq 30\ \text{cm (zone III)} \\ \min(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

II.4.2. Calcul de l'effort normal limite :

étage	b_1(cm)	h_1(cm)	B_r(cm²)	f_{c28}	L_f(m)	λ	α	$A_s(cm^2)$	$N_{limite}(kN)$
7éme	30	30	78400	25	2.26	26.09	0.76	0.90	1134.43
6éme	30	30	78400	25	2.26	26.09	0.76	0.90	1134.43
5éme	35	35	108900	25	2.26	22.37	0.78	1.22	1618.08
4éme	35	35	108900	25	2.26	22.37	0.78	1.22	1618.08
3éme	40	40	144400	25	2.26	19.57	0.79	1.60	2183.58
2éme	40	40	144400	25	2.26	19.57	0.79	1.60	2183.58
1er	45	45	184900	25	2.26	17.38	0.81	2.025	2774.07
RDC	45	45	184900	25	2.26	17.38	0.81	2.025	2774.07

Tableau II.11. Calcul de l'effort normal limite.

II.4.3. Choix du poteau le plus sollicité :

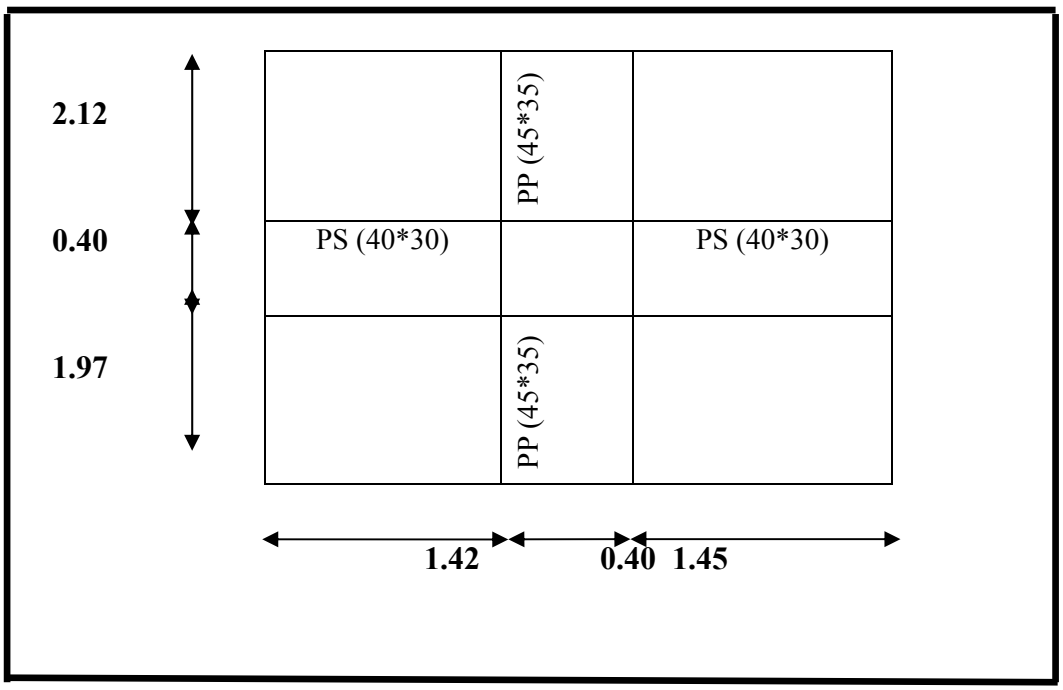


Figure II.1. La surface du plancher supporté par le poteau le plus sollicité.

- **La surface Complete du plancher :**

St= (1.45+1.42+0.30) × (2,12+1.97+0.30)= 13.91 m^2

- **La surface du plancher seulement :**

SP= (1.45+1.42) × (2,12+1.97) = 11.98 m^2

Donc finalement on a : **St= 13.91 m²** et **SP=11.98 m²**

II.4.4. Calcul des charges revenant aux poteaux :

II.4.4.1. Charges permanentes :

$G_{plancher\ t\ ou\ c} = S_{plancher\ t\ ou\ c} \times$ poids du plancher

$G_{poutre\ p\ ou\ s} = b \times h \times L_{poutre\ p\ ou\ s} \times$ poids volumique du béton

$G_{poteau} = b_1 \times h_1 \times h_e \times$ poids volumique du béton

étage	H	G_{pla}	G_{pp}	G_{ps}	G_{poteau}	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
7éme	3.23	78.34	20.86	13.65	7.27	120.12	120.12
6éme	3.23	71.88	20.86	13.65	7.27	113.66	233.78
5éme	3.23	71.88	20.86	13.65	9.89	116.28	350.06
4éme	3.23	71.88	20.86	13.65	9.89	116.28	466.34
3éme	3.23	71.88	20.86	13.65	9.89	116.28	582.62
2éme	3.23	71.88	20.86	13.65	9.89	116.28	698.9
1ère	3.23	71.88	20.86	13.65	12.92	119.31	818.21
RDC	3.23	71.88	20.86	13.65	16.35	122.74	940.95

Tableau II.12. Calcul des charges permanentes.

II.4.4.2. Charges d'exploitations :

On applique la loi de dégression pour la détermination de la charge :

$$Q_0 + \cdots + \frac{3+n}{2n}\sum Q_n$$

Avec : $\begin{cases} n : \text{numérotation d'étage à partir du sommet du bâtiment.} \\ Q_0 : \text{la charge d'éxploitation du plancher terrasse.} \\ Q_n : \text{la charge d'éxploitation du plancher d'étage n.} \end{cases}$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable quand $n \geq 5$.

Etage	***Q planchr(KN)***	**∑surcharges**	***Q étage(KN)***	***Q cumulé(KN)***
7eme étage	*1*	Q_0	*13.91*	*13.91*
6eme étage	*1.5*	Q_0+Q_1	*34.76*	*48.67*
5eme étage	*1.5*	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	*53.55*	*102.22*
4eme étage	*1.5*	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	*70.24*	*172.46*
3eme étage	*1.5*	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	*84.85*	*257.31*
2er étage	*1.5*	$Q_0+0,80(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_5)$	*97.37*	*354.68*
1er étage	*1.5*	$Q_0+0,75(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_6)$	*107.80*	*462.48*
RDC	*5*	$Q_0+0,71(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_7)$	*152.17*	*614.65*

II.4.5. Calcul de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré de 10% pour le poteau le plus sollicité (poteau central).

étage	N_u	1.1 N_u	N_{limite}	Vérification
7éme	183.027	201.329	1134.43	Oui
6éme	388.608	427.468	1134.43	Oui
5éme	625.911	688.502	1618.08	Oui
4éme	888.249	977.073	1618.08	Oui
3éme	1172.502	1289.752	1618.08	Oui
2éme	1475.535	1623.088	1618.08	Oui
1er	1798.303	1978.133	2183.58	Oui
RDC	2192.257	2411.482	2774.07	Oui

II.4.6. Vérificationsde'RPA99v2003':

- **Pour les poteaux :**

Dimension	***Min(b_1,h_1)≥25cm***	***Min(b_1,h_1)≥he /20***	***1/4<b_1/h_1<4***	***Obs***
30x30	*Min(30,30) ≥25cm*	*Min(30,30)≥ 15.15 cm*	*1/4<1<4*	***Vérifiée***
35x35	*Min(35,35) ≥25cm*	*Min(35,35) ≥15.15 cm*	*1/4<1<4*	***Vérifiée***
40x40	*Min(40,40) ≥25cm*	*Min(40,40) ≥15.15 cm*	*1/4<1<4*	***Vérifiée***
45x45	*Min(45,45) ≥25cm*	*Min(45,45) ≥15.15 cm*	*1/4<1<4*	***Vérifiée***

Tableau. II.14 : Vérification conditions **[RPA99v2003].**

Finalement on adopte les sections suivantes:

Etage	*Section(a×b)*
6; 7ème étage	***30x30***
2; 3; 4 ; 5ème étages	***35x35***
1er etage	***40x40***
RDC	***45x45***

Tableau .II.15 : Section des poteaux carrés

- **LONGRINES:**

Les dimensions minimales des longrines sont :

(25x30) cm^2⇒site de catégorie S2 ou S3
(30x30) cm^2⇒sitedecatégorieS4

Notre site est de *(catégorie S2)* **30×30) cm².**

- **VOILE :**

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article [ART.7.7.1 RPA 99V2003] :

L'épaisseur minimale est de cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et 15 cm des conditions de rigidité aux extrémités.

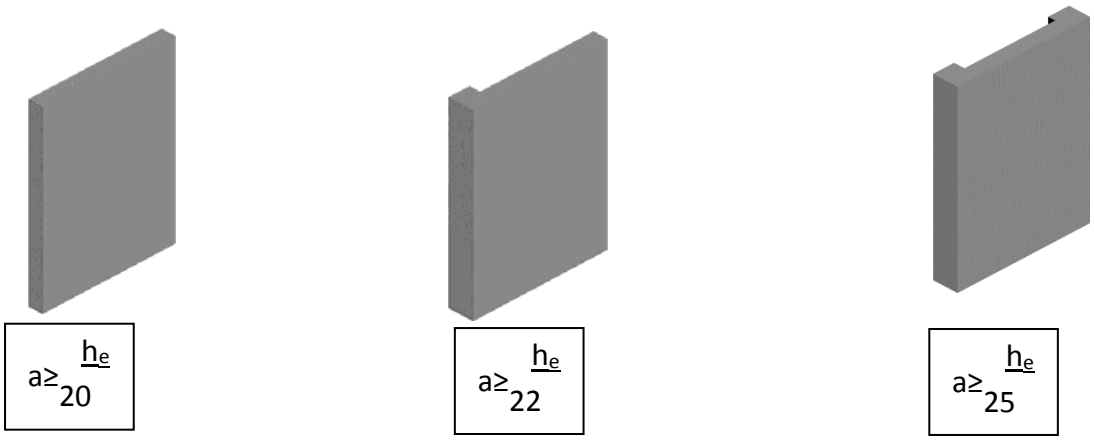


Figure II.3. Pré dimensionnement des voiles

Voile	h_e= h- e (cm)	$a \geq h_e/22$	$a_{adoptée}$(cm)
RDC + Etage courant	*323–20=303*	*13.77*	*20*

Tableau. II.9: pré-dimensionnement des voiles.

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1.Introduction :

Les planchers choisis dans cette étude sont des planchers à corps creux de **(16+ 4) cm** avec une dalle de compression et des planchers en dalle pleine ayant **15 cm** d'épaisseur.

Le calcul effectué dans ce chapitre consiste à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferraillage nécessaire à adopter dans les sections d'aciers longitudinales et transversales.

III.1.2.Plancher a corps creux :

III.1.2.1 Ferraillage de la dalle de compression :

Le ferraillage de la dalle de compression doit est effectuée en utilisant par un quadrillage de laquelle les dimensions des mailles ne doivent Dépasser pas :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- Lorsque l'écartement (L) entre les axes de nervures est inférieur ou égale à 50cm.

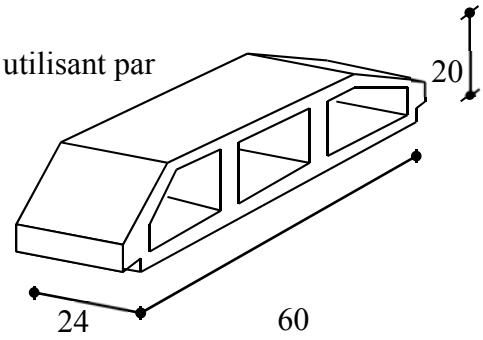


Figure (III.1) : **Corps Creux**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \qquad A \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Lorsque l'écartement (L) entre les axes de nervures est compris entre 50 et 80cm

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \qquad A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec : (L) : la distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite élastique de l'acier

(Treillis soudée $\varphi \leq 6mm$; f_e =520MPa).

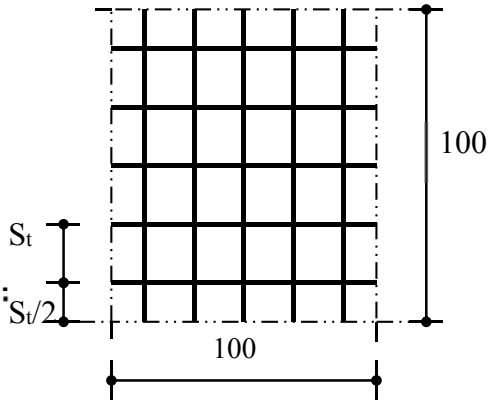


Figure (III.2) : **Disposition constructive des armatures de la dalle compression**

III.1.2.1.a.Armatures perpendiculaires aux nervures :

50cm < L = 65cm < 80cm

$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e}$

$$A_{\perp} = \frac{4.65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5Ø5 ; $A_{\perp} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

III.1.2.1.b) Armatures parallèles aux nervures :

$A_{//} = A_{\perp}/2 = 0.98/2 = 0.49$ cm²/ml.

Choix : 5Ø5 $A_{//} = 0.98$ cm²/ml

Pour le ferraillage de la dalle de compression, On adopte un treillis soudés dont les dimensions des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

III.1.2.2.Etude des poutrelles :

Géométrie : d'après le dimensionnement effectué dans le chapitre II, les dimensions de la poutrelle sont :

$h_t = 20cm$;

$h_0 = 4\ cm$;

$b = 60\ cm$;

$b_0 = 12\ cm$;

$b_1 = 24\ cm.$

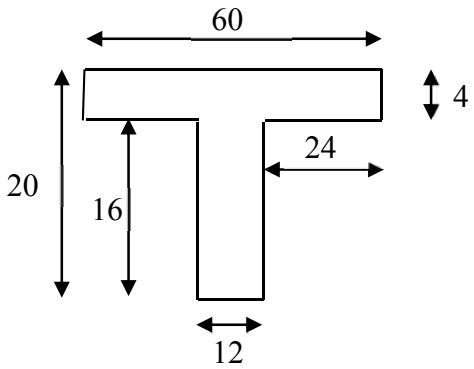


Figure (III.3) : Schéma de poutrelle.

Les poutrelles préfabriquée, sont calculées sous les charges (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S=0.65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petit portée, le calcul des poutrelles est effectué en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.1.2.2.a.avant coulage :

Les poutrelles avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivant :

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

Calcule Les charges de la poutrelle avant coulage :

La travée L (m)	Q (KN)	G(KN)	
4.55	2.27	Poids de poutrelle	Poids du corps creux
		0.12×0.04×25=0.12	0.65×1=0.65
		0.77	

Tableau III.1 : les charges des poutrelles avant coulage

Calcule en flexion simple :

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_W(KN.m
$\frac{G.L^2}{8} = 2.38$	$\frac{Q.L}{4} = 2.58$	$\mathbf{1.35M_G + 1.5M_Q = 7.083}$

Tableau III.2 : Calcule des moments

Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \qquad \text{Si} \quad L<5m$$

- **Pour une seule étais:**

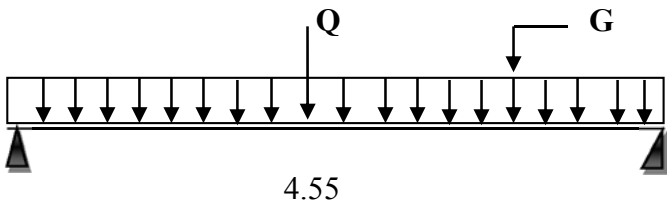


Fig.III.4 : Poutrelle avant coulage.

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5*0.77*4550^4}{384*640000*2.1*10^5} + \frac{2275*4550^3}{48*2.1*10^5*640000} = 65.18$$

$$f_{adm} = \frac{4550}{500} = 9.1$$

Alors $f_{adm} \leq f_{max}$ condition non vérifier.

- **Pour deux étais :**

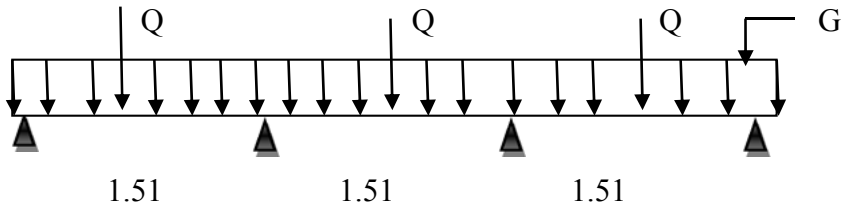


Fig.III.5 : Poutrelle avant coulage pour deux étais.

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5*0.77*1516.66^4}{384*640000*2.1*10^5} + \frac{2275*1516.66^3}{48*2.1*10^5*640000} = 0.8$$

$$f_{adm} = \frac{1516.66}{500} = 3.03$$

Alors $f_{adm} \geq f_{max}$ condition vérifier.

III.1.2.2.b.Après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Evaluation des charges :

	terrasse	étage courant
G (kN/m²)	**6,54**	**6**
G (kN/m²)	**1**	**1,5**
P_u=(1,35G+1,5Q)×b (kN/ml)	6.19	6,21
P_{ser}=(G+Q)×b (kN/ml)	4,52	4,5

Tableau III.3.Evaluation des charges.

III.1.2.2.c. Détermination des sollicitations :

Les méthodes des calcule :

On utilisé généralement dans les calculs de béton armé la méthode simplifier (méthode à charges d'exploitation modérée) en méthode de la résistance de matériau par exemple (méthode de trois moment –Caquot -Forfaitaire)

- **Méthode de Forfaitaire :**

Dans notre cas nous avons utilisé pour des calculs des poutrelles la méthode à charge d'exploitation modérée Forfaitaire.

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99 Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérer : Q ≤min (2G ; 5000 N/mm^2)

   1500 ≤ min (9720;5000) → c v
2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées). → c v
3. le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

   $$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,30}{2,73} = 1.21 \leq 1.25 \rightarrow \text{c v}$$
4. la fissuration est peu nuisible. → c v

Donc la méthode de forfaitaire est applicable pour tous les types de poutrelles.

- **Le principe de calcul :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Travée de rive:

$$\max \begin{cases} M_t \geq -\frac{M_g + M_d}{2} M_0 + \max[(1+0.3\,\alpha); 1.05]\, M_0 \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\,\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

Travée intermédiaire:

$$\max \begin{cases} M_t \geq -\frac{M_g + M_d}{2} M_0 + \max[(1+0.3\,\alpha); 1.05]\, M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\,\alpha}{2}\right) M_0 \end{cases}$$

- M_t : Moment maximale dans la travée continue.
- M_0 : Moment maximale dans la travée de référence.
- M_g ; M_d : moment sur l'appui de gauche et l'appui de droite.

III.3.2.2.d. Sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) et (ELS) :

Type 01 : poutrelles à deux travée :

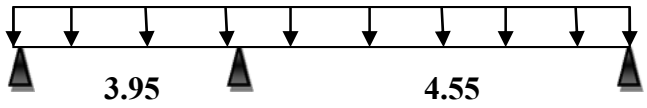


Fig. III.6: Poutrelle à deux travées .

Terrasse ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
2—3	3,924	0,6	6,197	3,95	3,95	12,09	2,42	13,37	4,20	9,47	-15,01
3—4	3,924	0,6	6,197	4,55	4,55	16,04	13,37	3,21	7,75	16,33	-11,87

Terrasse ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
2—3	3,924	0,6	4,524	3,95	3,95	8,82	1,76	9,76	3,06	6,91	-10,96
3—4	3,924	0,6	4,524	4,55	4,55	11,71	9,76	2,34	5,66	11,92	-8,66

Etage ELU

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
2—3	3,6	0.9	6.21	3,95	3,95	12.11	2.42	13.39	4.20	9.49	-15.04
3—4	3,6	0,9	6.21	4,55	4,55	16.07	13.39	3.21	7.77	16.36	-11.89

Étage ELS

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
2—3	3,6	0.9	4,5	3,95	3,95	8,78	1,76	9,71	3,05	6,87	-10,90
3—4	3,6	0,9	4,5	4,55	4,55	11,65	9,71	2,33	5,63	11,86	-8,62

Tableau III.4: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées **(ELU) et (ELS).**

Type02 : poutrelles à trois travées :

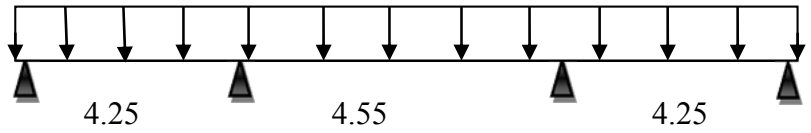


Fig III.7: Poutrelle à trois travées.

Terrasse ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	3,924	0,6	6,197	4,25	4,25	13,99	2,80	11,18	7,01	11,20	-15,14
2—4	3,924	0,6	6,197	4,55	3,46	16,04	11,18	11,18	4,86	14,10	-14,10
4—5	3,924	0,6	6,197	4,25	4,25	13,99	11,18	2,80	7,01	15,14	-11,20

Terrasse ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	3,924	0,6	4,524	4,25	4,25	10,21	2,04	8,43	4,98	8,11	-11,12
2—4	3,924	0,6	4,524	4,55	3,64	11,71	8,43	8,43	3,28	10,29	-10,29
4—5	3,924	0,6	4,524	4,25	4,25	10,21	8,43	2,04	4,98	11,12	-8,11

Étage ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	3,6	0,9	6,21	4,25	4,25	14,02	2,80	11,57	6,83	11,13	-15,26
2—4	3,6	0,9	6,21	4,55	3,64	16,07	11,57	11,57	4,50	14,13	-14,13
4—5	3,6	0,9	6,21	4,25	4,25	14,02	11,57	2,80	6,83	15,26	-11,13

Étage ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	3,6	0,9	4,5	4,25	4,25	10,16	2,03	8,39	4,95	8,07	-11,06
2—4	3,6	0,9	4,5	4,55	3,64	11,65	8,39	8,39	3,26	10,24	-10,24
4—5	3,6	0,9	4,5	4,25	4,25	10,16	8,39	2,03	4,95	11,06	-8,07

Tableau III.5: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées **(ELU) et (ELS).**

Type 03 : poutrelles à quatre travées :

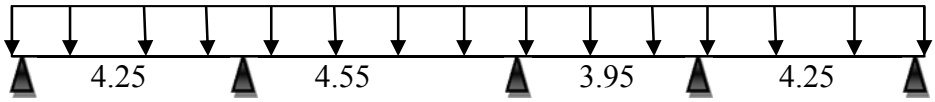


Fig III.8: Poutrelle à quatre travées.

Terrasse ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	3,924	0,6	6,197	4,25	4,25	13,99	2,80	11,55	6,82	11,11	-15,23
2—3	3,924	0,6	6,197	4,55	3,64	16,04	11,55	8,55	5,99	14,76	-13,44
3—4	3,924	0,6	6,197	3,95	3,16	12,09	8,55	10,66	2,48	11,71	-12,77
4—5	3,924	0,6	6,197	4,25	4,25	13,99	10,66	2,80	7,26	15,02	-11,32

Terrasse ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	3,924	0,6	4,524	4,25	4,25	10,21	2,04	8,43	4,98	8,11	-11,12
2—3	3,924	0,6	4,524	4,55	3,64	11,71	8,43	6,24	4,37	10,77	-9,81
3—4	3,924	0,6	4,524	3,95	3,16	8,82	6,24	7,78	1,81	8,55	-9,32
4—5	3,924	0,6	4,524	4,25	4,25	10,21	7,78	2,04	5,30	10,96	-8,26

Étage ELU :

Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	3,6	0,9	6,21	4,25	4,25	14,02	2,80	11,57	6,83	11,13	-15,26
2—3	3,6	0,9	6,21	4,55	3,64	16,07	11,57	8,57	6,00	14,79	-13,47
3—4	3,6	0,9	6,21	3,95	3,16	12,11	8,57	10,68	2,49	11,73	-12,80
4—5	3,6	0,9	6,21	4,25	4,25	14,02	10,68	2,80	7,28	15,05	-11,34

Étage ELS :

Travée	G	Q	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	3,6	0,9	4,5	4,25	4,25	10,16	2,03	8,39	4,95	8,07	-11,06
2—3	3,6	0,9	4,5	4,55	3,64	11,65	8,39	6,21	4,35	10,72	-9,76
3—4	3,6	0,9	4,5	3,95	3,16	8,78	6,21	7,74	1,80	8,50	-9,27
4—5	3,6	0,9	4,5	4,25	4,25	10,16	7,74	2,03	5,27	10,91	-8,22

Tableau III.6: Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées **(ELU) et (ELS).**

Résultat final:

	ELU			ELS	
Travées	M_a (max)	M_t(max)	T (max)	M_a (max)	M_t(max)
2travées	13.37	7.55	-15.01	9.76	5.66
3travées	11.18	7.01	-15.14	8.43	4.98
4travées	11.55	7.26	-15.23	8.43	5.30

Tableau III.7: Résultat des sollicitations

III.1.2.3. Ferraillage des poutrelles :

B	b_0	H	h_0	Σ_s	Σ_b	d	f_e	γ_s	E_s	ϵ_s	ϵ_l
0.60	0.12	0.2	0.04	348	14.2	0.18	400	1.15	210000	2	3.5

✓ **L'état limite ultime :**

M_{tmax}=7.55kN.m

M_{amax}=-13.37 kN.m

T_{max}=15.23kN.

	M(KN.m)	$\mu<\mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	$A_{cal}(cm^2/ml)$ $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	$A_{choisir}(cm^2)$
En travée	*7.55*	*0.0273*	*0.982*	*1.18*	***3HA10=2.35***
Eu appuis	*13.37*	*0.048*	*0.986*	*1.67*	***2HA12=2.26***

Tableau III.8 : ferraillage des poutrelles.

✓ **L'état limite de service :**

Les conditions sont remplie → le ferraillage avec E. L .U sera maintenu.

III .1.2.3.a.Calcul des armatures transversales (cadre) :

Vérification de l'effort tranchant :

Pour vérifier que les armatures transversales sont perpendiculaires à l'axe neutre il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

$$\tau_u = \frac{V_{U\max}}{b_0.d} = \frac{1523}{120\times180} = 0{,}71MPa$$

Fissuration non préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\{0{,}13\times f_{c28};5MPa\}$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\{3.33;5MPa\}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3{,}33MPa$$

$T_{max}(KN)$	$\tau(MPA)$	$\bar{\tau}(MPA)$	$\tau\leq\bar{\tau}$
15.23	*0.71*	*3.33*	*CV*

TabIII.9: vérification de l'effort tranchant.

Calcule du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35};\phi_L;\frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{330}{35};12;\frac{120}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(9{,}43;12;12)\ \text{mm} \Rightarrow$$

On adopte $\phi_t = 8mm$ avec une nuance d'acier Fe E235.

Le choix : $2\phi6$ $A_t = 0{,}565cm^2$

- **Calcul de l'espacement :**

L'espacement des armatures transversales est déterminé selon la relation suivante :

$S_t \leq \min(0{,}9d\ ;\ 40\ cm)$

$St \leq \min(16\ ;\ 40\ cm)$

Donc :S_t=15cm

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot St} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3\, f_{t28}}{0{,}9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

0,4*b*st/fe	At/b0*st	1.15*(τu - 0,3*ft)/0,9*Fe
18	0,0031416	0,000239699
cv	Cv	

- **Vérification Appui de rive:**

Vérification contrainte de compression dans la bielle de béton [ART A.5.1.3.2.2CBA93]:

$d(cm)$	T_{max}	f_{c28}	$c-e-2cm$	b_0	γ_b	a
18	15.23	25	26	120	1.5	16.2

TableauIII.10: paramètres de calcul.

$$\frac{2V_u}{b_0.a} \leq \frac{0.8\, F_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

a =min(c-enrobage -2cm ; 0.9d)

$$V \leq 0.4.a.d.\frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

a=16.2

$$15.23 \leq 0.4x162x120x\frac{25}{1.5} = 129.6KN.....(C.V)$$

$$\frac{2*15.23*10^3}{120*162} = 1.566 \leq \frac{0.8*25}{1.5} = 13.33 \text{ ……..(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

- **Appui intermédiaire** [ART A.5.1.3.2CBA93]**:**

Vérification section d'armature longitudinale [ARTA.5.1.3.2.1CBA93] :

$V_u+\frac{M_u}{0.9d}$ =15.23+ ($\frac{-13.37*10^3}{0.9*180}$)=15.23-82.53<0

Pas vérification à faire :

Vérification contrainte de compression dans la bielle de béton [ARTA.5.1.3.2.2CBA93]:

$\sigma_b=\frac{R_u}{a.b_0}\leq 1.3\frac{f_e}{\gamma_b}$

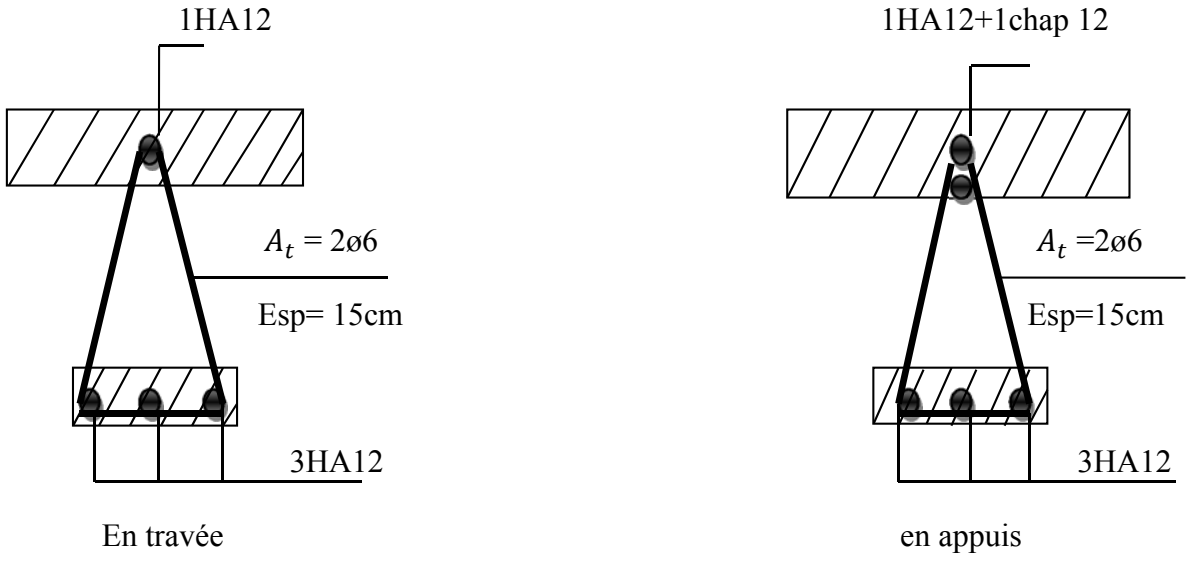


Fig.III.9:ferraillage des poutrelles

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

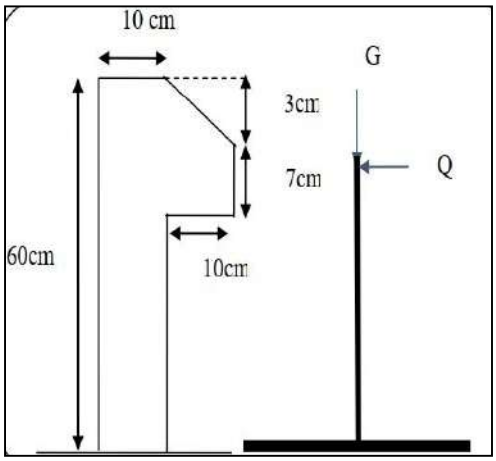


Fig.III.10: schéma statique

Géométrie	
La hauteur h	60
L'épaisseur h_0	10
L'enrobage c	2.5
La surface S	0.07
L'enrobage c=c'	2.5

Tableau III.11: Géométrie d'un acrotère.

III.2.2. Charge et surcharge :

$G_{acrotère}$ = poids volumique de béton * la surface.

$$G_{acrotère} = 25 \times (0.1 \times 0.6 + \frac{0.03 \times 0.12}{2} + 0.07 \times 0.12) = 1.755 \text{ KN/ml.}$$

Surcharges (mains courante) : Q =1 KN/m.

Détermination des efforts :

ELU
L'effort normal :N_u=1.35 × G = 1.35 × 1.755 = 2.36KN
Moment d'encastrement :M_u=1.5× Q × H = 1.5 × 1 × 0.6 = 0.9KN.m
L'effort tranchant :T_u=1.5× Q=1.5× 1 = 1.5KN.m
ELS
L'effort normal :N_s=G=1.755KN
Moment d'encastrement :M_s=Q× h = 1 × 0.6 = 0.6KN. m
L'effort tranchant :T_u=Q=1KN.m

Tableau III.12 : détermination des efforts à l'ELU et l'ELS

III.2.4.Calcule du ferraillage :

Le ferraillage a été calculé pour une section rectangulaire (100×10) cm^2soumise à la flexion composée.
Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
B	100	Cm	F_{C28}	25	M Pa
H	10	Cm	F_e	400	M Pa
c_1	2.5	Cm	σ_b	14.17	M Pa
c'	2.5	Cm	σ_s	348	M Pa
/	/	/	γ_s	1.15	/
/	/	/	γ_b	1.5	/
Longueur de flambement			**Sollicitations**		
Notations	Valeurs	Unités	Notation	Valeurs	Unités
L_0	0.6	M	N_u	2.36	KN
L_f	1.2	M	M_u	0.9	KN. m
/	/	/	N_s	1.755	KN
/	/	/	M_S	0.6	KN. m

Tableau III.13 : dimensions et caractéristiques des matériaux

A l'état limite ultime :

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9\times10^2}{2.369} = 38cm^2$$

Où l'enrobage est : c = c_1=2.5cm

On a :e_0 =38< $\frac{h}{2}$ – c = $\frac{10}{2}$ -2.5 =2.5 cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton.	Si : ➢ $\mu \leq \mu_{ab}$ alors : « Pas d'aciers comprimés » ➢ $\mu \geq \mu_{ab}$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	$\mu = \frac{M_{uA}}{\overline{\sigma_{bc}}\sigma_{bc}bd^2}$ $= \frac{0.96 \times 10^6}{14.17 \times 100 \times 10^3}$ $= 0.012$ $0.012 < \mu_l = 0.392$ **Pas d'aciers comprimés**
Calcul des aramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1-\sqrt{1-2\mu})$	α =0.0151
Bras de levier du couple interne	$1-(\sqrt{1-2\mu})$	β =0.994
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{uA}/\beta\overline{\sigma}_{su}bd$	$A_1 = \frac{0.96 \times 10^6}{0.994 \times 75 \times 340}$ =37.87mm²=0.37cm²
Condition de non fragilité		
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
$A_1 = 5HA8 = 2.31cm^2$		
Les armatures de répartition	$A_{rép} = A_1/4$	$A_{rép}$ = 2.30/4 = 0.58 cm²
$A_{rép}$ = 4T6 ⇒ $A_{rép}$ = 1.13 cm²		

Fig.III.14 : Calcul des moments réduits.

b)A l'état limite de service :

Calcul de l'excentricité:

on a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6\times10^2}{1.755} = 34.19$ cm.

$\frac{h}{2}$ - c = 5 - 2.5 = 2.5 cm < $e_0 = 34.19$ cm

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_G \upsilon_2}$

Où : $B_0 = b.h + 15(A + A') = 1034.65cm^2$

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A' c + A_S d)\right] = 5.084$ cm

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 = 4.916$ cm

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c) + A'(\upsilon_1 - c)] = 8542.60$ cm²

Alors : $\frac{I_G}{B_G \upsilon_2} = 1.680cm$

Donc : $e_0 = 34.19cm \geq \frac{I_G}{B_G \upsilon_2} = 1.680$ → alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

- $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Où $\sigma_b = K.y_1$ avec $K = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15(d - y_1)$

Détermination de y_1 :

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$

Talque :

$p = -3c^2 - 90\frac{A'}{b} + 90\frac{A}{b} + (d - c)$ → $p = -17991.84$ cm²

Et $q = -2c^3 - 90\frac{A'}{b} - 90\frac{A}{b} + (d - c)^2$ → $q = 21720.6$cm²

Avec

c : la distance entre la faire la plus comprimée du béton et le point « c » et puisque « N » est un effort de compression .donc « $c = \frac{h}{2} - e = -29.18$ cm < 0 ».

D'où l'équation « * » devient : $y_2^3 + (-1791.84) + 21720.6 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout e respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

y_1 : Distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée l'axe neutre.

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38.052\times10^7$ $\alpha = 138.07$ ⟹ $\cos\alpha = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.744$

$A = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 84.88$

Les racines de l'équation sot : a cos $(\frac{\alpha}{3})$=33.94 cm

y_2=a cos $(\frac{\alpha}{3}+120)$=-47.43 cm

a cos $(\frac{\alpha}{3}+240)$ =13.49 cm

Finalement, on trouve :

$$y_2 = 33.94cm$$

$y_2 = -47.43cm$ Rejetée par ce que $(y_2 + c < 0)$

$y_2 = 13.49cm$ Rejetée par ce que $(y_2 + c < 0)$

D'où alors : 0<y_1=33.94 + (-29.18) =4.76cm<h=10 cm

Doc o prend : $y_2 = 33.94cm$

$$y_1 = y_2 + c = 4.76cm$$

E revanche on a : $k=\frac{N}{S_{xx}}$

Avec ; $S_{xx}=\frac{by_1^2}{2}+15[A'_s(y_1-c')-A_s(d-y_1)]$= 1037.939 cm^3

D'où alors : k=1755/1037939 =1.69×10^{-3} N/mm^3

Donc : $\sigma_b = k\, y_1 = (1.69 \times 10^{-3}) \times 21.5 = 0.08$ MPa

Et : σ_s=15k (d - y_1) = ($15\times1.69\times10^{-3}$) × (75 - 47.6) = 0.69 MPa

σ_s=15k (y_1-c) = ($15\times39.78\times 10^{-3}$) × (21.5-75)

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.08$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$ =15 MPa (c.v).

$\overline{\sigma}_s$ = Min [$\frac{2}{3}$ f_e=333.33 MPa ; 110 $\sqrt{\eta f_{tj}}$=201.633 MPa]=201.633 MPa

Avec η =1.6 (fissuration préjudiciable).

σ_s=0.69MPa ≤ $\overline{\sigma}_s$ (c.v)

Donc on adoptera la section calculée à l'état limite ultime

Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = 1.5\times F_p = 1.5\times1000 = 1500$ N

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$	$\tau_u = \frac{1500}{1000\times75}$ =0.02MPa
Contrainte tangent limite	Min $(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$;4MPa)	$\overline{\tau}$=2.5MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u < \overline{\tau}$	0.02< 2.5 vérifier

Tableau III.15:Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

D'après la formule donnée par le R P A 99 (version 2003)

$F_p = 4*A*C_P*W_p$

Tel que :

WP : Le Poids Propre de l'Acrotère.

A : Coefficient d'Accélération «Groupe d'Usage 2 ; Zone III» $\Rightarrow$ A = 0.15

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 $\rightarrow$ CP = 0.3.

WP = 2500 × S

S : La surface de l'acrotère.

$S = (0.1*0.6) + (0.1*0.02/2) + (0.1*0.1) = 0.070m^2$

WP = 2500 × 0.070= 177.5 Kg/m

$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 177.5 \Rightarrow$ F_P = 85.2 Kg/ml.<1.5Q = 1.5×1=1.5 KN

Donc : l'acrotère resister à la force sismique.

III.3. Dalle pleine :

- **Méthode de calcul:**

La méthode des lignes de rupture est utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières elle est basée sur le mécanisme des fissures.
A cet effet on a utilisé cette méthode pour le calcul des dalles pleines.

III.3.1.Hypothèses de calcul :

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure. Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou on centrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).Les hypothèses de calcul sont:

1. La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
2. Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3. Une ligne de rupture entre deux 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.
5. La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
6. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.
7. Conventionnellement on désignera:
   - ✓ Un côté libre par un trait sans hachures
   - ✓ Un appui simple par une hachure
   - ✓ Un encastrement par une double hachure

III.3.2.Calcul des moments:

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuelquiconsisteàévaluerletravailprovoquéparleschargesexternes, il se rappelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

Σ des Travaux Externes-Σ des Travaux Internes=0

Travail externe:

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f.$$

Pour le cas particulier de la charge répartie:

T_{ext}=chargerépartiexSurfacexdéplacementducentredegravitédelasurface

Travail interne:

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Evaluation des charges :

	Terrasse	étage courant
G (kN/m²)	**7.45**	**6.95**
Q (kN/m²)	**1**	**1,5**

Tableau III.16 : Evaluation des charges

	terrasse	étage courant
P_u=1,35G+1,5Q (kN/m²)	11,55	11.63
P_{ser}=G+Q (kN/m²)	8.45	6,83

Tableau III.17 : Combinaisons des charges

Détermination de M :

Principe de travail virtuel:

$$Tint = Text \rightarrow avec \quad Tint = M \times l \times \theta$$

$$Text = P \times f$$

III.3.2.1.Calcul du Travaille externe et interne:

a.Dalle reposant sur deux appuis :

Travail externe	Résultat	Travail intenre	Résultat
$\boldsymbol{T_{ext}(1)}$	$P_u\times(\frac{1.45\times y}{2})\times\frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(1)}$	$5.67\times M\times\frac{F}{y}$
$\boldsymbol{T_{ext}(2)}$	$P_u\times(\frac{0.72\times y}{2})\times\frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(2)}$	$\mathbf{5.38\times M\times F}$
$\boldsymbol{T_{ext}(3)}$	$P_u(1.95-2y)\times 0.72)\times\frac{f}{2}$	$\sum_{i=1}^{2} T_{int}(i)$	$5.67\times M\times\frac{F}{y}+5.38\times M\times F$
$\sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)$	$2\times Text(1)+4\times Text(2)+2\times Text(3) = Text = 21.49\times f\times y$		

Tab.III.18 : Les résultats du Travaille externe et interne

Par l'application de principe du travail virtuel $\sum Tint=\sum Text$

On obtient:y=1.055

Pu=5.929×Mu $M_u=\frac{Pu}{5.929}=\frac{11.55}{5.929}=1.94$

Pser=5.929×Mser Mser $=\frac{Pser}{5.929}=\frac{8.45}{5.929}=1.43$

III.3.2.2.Calcul du ferraillage à l'ELU:

Le moment en travée suivant les deux sens:
On a un panneau de dalle intermédiaire
Mtx=Mty =0.75Mu =0.75*1.94=1.455 Le moment en travée

Max=May= -0.5Mu= -0.5*1.94 =-0.97 Le moment aux appuis

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

	M (KN.m)	$\mu<\mu_l$ $\mu=\frac{Mu}{b.d^2.\sigma_b}$	B	Acal(cm²/ml) $A=\frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}$	A choisir (cm²)
En travée	1.948	0.006	0.996	0.32	**5HA10=3.93**
Eux appuis	0.97	0.004	0.998	0.21	**5HA10=3.93**

Tabeau.III.19: Les résultats du ferraillage de la dalle pleine.

Vérification de la section :

$\varnothing \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15$ Condition vérifiée.

Condition d'espacement:

$St = \frac{100-5}{} \approx 25cm \leq 4$

III.3.2.3Vérificationdescontraintesàl'ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible : On a un panneau de dalle intermédiaire

Mtx = Mty = 0.75 Mser =0.75*8.4 5=6.337 Le moment en travée.

Max=May=-0.5 Mser=-0.5*8.4 5=-4.3 Le moment aux appuis.

b (cm)	100	d_y (cm)	11,7
h (cm)	15	c=c'(cm)	2,5
d_x (cm)	12,5	f_e (MPa)	400
B=b×h=1500 cm²			

Tableau III.20 ; Paramètres de calcul.

	M(KN.m)	Achoisir (cm²)	Y (cm)	I_{cm^4}	$\sigma_b(MPA)$	$\sigma_b(MPA)$	Achoisir (cm²)
			$b.y^2 + 30.A.y - 30Ad$	$\frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$	$Mser.y.I$	$0.6.fc28$	
En travée	1.948	3.93	3.29	6187.42	0.729	15	**verifier**
En appuis	0.97	3.93	3.29		0.486	15	**verifier**

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

Donc : les armatures calculées ***à ELU*** .Seront maintenues

III.3.2.4. Vérification de l'effort tranchant:

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles .On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite:

Où:

T : la contrainte tangente (en MPA) V est l'éffort tranchant (KN).

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

$$V_x = \frac{P.L_x.L_y}{2.L_y + L_x} = \frac{11.55*1.95*1.45}{2*1.45+1.95} = 6.733$$

$$\tau = \frac{6.733*10^3}{1000*125} = 0.04 \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_y = \frac{P.L_x.L_y}{3.L_y} = \frac{11.55*1.95*1.45}{3*1.45} = 7.50$$

$$\tau = \frac{7.50*10^3}{1000*125} = 0.06 \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ MPa}$$

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

III.3.2.5. Condition de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites:

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{0.15}{1.95} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.049$ Condition vérifié

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{tu}}{10M_0}$ $\frac{0.15}{1.95} = 0.076 \leq \frac{1.372}{18.3} = 0.09$ condition non vérifié

$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ $\frac{3.93}{100*12.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011$ condition vérifié

➢ Remarque:

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées on se repose sur [**CBA93ANEXXE(D) P170]** pour calculer la flèche.
Les résultats sont dans le tableau suivant:

L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
5.30	1.95	3.93	0,00	0.90	10,6

b. Dalle reposant sur deux appuis :

élément	air de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	0,6y	f/3	0,2yqf
2	1.86-1,2y	f/2	(0.93-0,6y)qf
		Σ	**(0.93-0,4y)qf**

élément	moment		Longueur	rotation θ	travail interne
1	+	M	L_x	f/y	(1,2/y)Mf
	-	0,5M	L_x	f/y	(0,6/y)Mf
2	+	M	Y	f/L_x	0,833yMf
	-	0,5M	L_y	f/L_x	0,654Mf
				Σ	**(1.8/y+0,833y+0,65)Mf**

Tab.III.22 : Les résultats du Travaille externe et interne

travail externe = travail interne ⇒ y = 0,87m

Pu=7.69×Mu $M_u = \frac{Pu}{7.69} = \frac{11.55}{7.69} = 1.50$

Pser=7.69×Mser Mser $= \frac{Pser}{7.69} = \frac{8.45}{7.69} = 1.09$

III.3.2.6.Calcul du ferraillage à l'ELU:

Le moment en travée suivant les deux sens: On a un panneau de dalle intermédiaire

Mtx=Mty =0.75Mu =0.75*1.50=2 Le moment en travée

Max=May= -0.5Mu= -0.5*1.94 =-1.33 Le moment aux appuis

	M (KN.m)	Achoisir (cm²)	Y (cm)	I_{cm^4}	$\sigma_b(MPA)$	$\sigma_b(MPA)$	Achoisir (cm²)
			$b.y^2 + 30.A.y - 30Ad$	$\frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$	$Mser.\frac{I}{y}$	$0.6.fc28$	
En travée	2	3.93	3.29	6187.42	0.308	15	**verifier**
En Appuis	1.33	3.93	3.29		0.207	15	**verifier**

Tableau.III.23 : Vérification des contraintes à l'ELS

III.3.2.7.Vérification de l'effort tranchant :

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles .On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite:

Où:

T : la contrainte tangente (en MPA) V est l'effort tranchant (KN).

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

$$V_x = \frac{P.L_x..L_y}{2.L_y + L_x} = \frac{11.55*1.55*1.20}{2*1.20+1.55} = 5.43$$

$$\tau = \frac{5.43*10^3}{1000*125} = 0.043 \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_y = \frac{P.L_x..L_y}{3.L_y} = \frac{11.55*1.55*1.20}{3*1.20} = 5.96$$

$$\tau = \frac{5.96*10^3}{1000*125} = 0.047 \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ MPa}$$

III.4.Escaliers :

III.4.1.Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est là contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

III.4.2.Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaires :

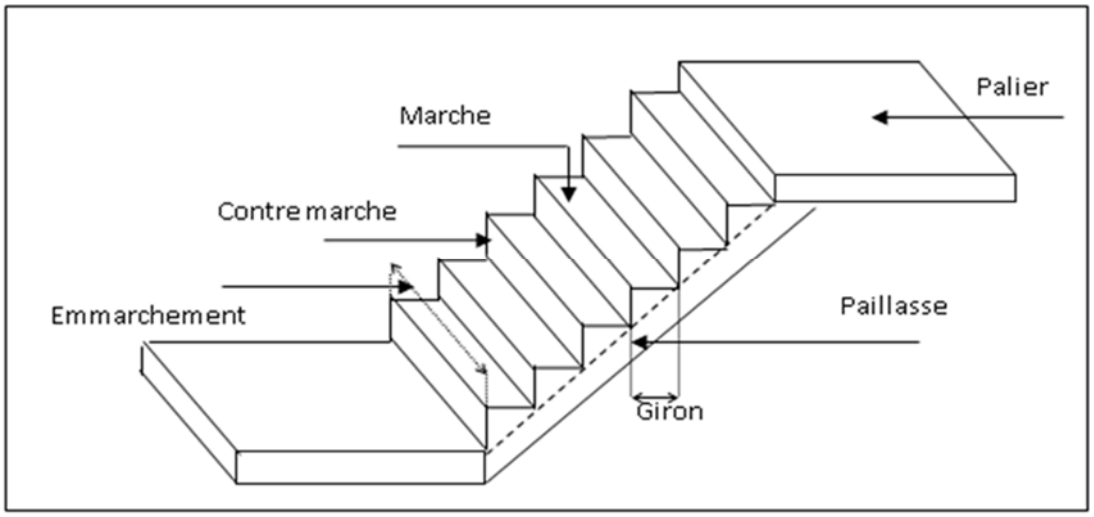


Fig. : schéma l'escalair

III.4.2.1.Dimensionnement :

Pour une hauteur d'étage de : 3,23m

le premier palier da repos se trouve a une hauteur :1,615 m

23<g<33 0,3 m

14<h<18 0,17 m

Pour assurer un confort optimum des usagers, il faudra vérifier la condition de (BLONDEL).

59<g+2h<66 $\Rightarrow$ 0,64 vérifiée .

nombre de contre marche = 9,5

nombre de marche = 8,5

L'inclinaison de la paillasse :

$$Tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 = 29.50°$$

Epaisseur de l'escalier

$L/30 \leq e \leq L/25 \quad \Rightarrow \quad L=3,2$ m

$\Rightarrow L/30 = 0,107$

$\Rightarrow L/25 = 0,128$

e= 0,15 m

La longueur de la paillasse et du palier :

$$L_{paillasse} = \sqrt{310^2 + 161.5^2} = 349.5 \text{ cm} = 3.495 \text{ m}$$

$$L_{total} = \sqrt{310^2 + 161.5^2} + 145 = 455 \text{ cm} = 4.55 \text{ m}.$$

III.4.3.Détermination des charges et surcharges de l'escalier :

III.4.3.1.Paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente paillasse de l'escalier :

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage grès céramique	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lie de sable	0.03	18	0.54
4	Marche	0.18/2	25	2.25
5	Paillasse	0.15/cos α	25	4.46
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanent G				**8.45**

Tableau.III.24: la charge permanente paillasse

La charge permanente de paillasse : **G= 8.45 (KN/m^2)**
La charge d'exploitation de tout l'escalier : **Q= 2.5 (KN/m^2) .**

III.4.3.2.Palier :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanent de palier de l'escalier :

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage grès céramique	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lie de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**5.49**

Tableau.III.25: la charge permanent de palier

La charge permanent de palier **G= 5.49 (KN/m²)**
La charge d'exploitation de tout l'escalier : **Q= 2.5 (KN/m²).**

III.4.3.3.Détermination des efforts :

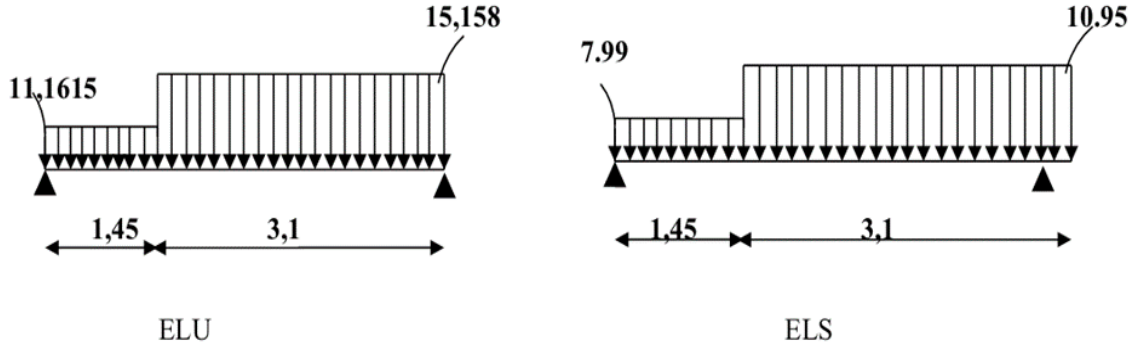
À E.L.U : ⟶ $P_u=1.35G+1.5Q$

À E.L.S : ⟶ $P_{ser}=G+Q$

	G (KN/m²)	*Q (KN/m2)*	*P_u (KN/m2)*	*P_{ser} (KN/m2)*
Palier	*5.49*	*2.5*	*11,1615*	*7.99*
Paillasse	*8.45*	*2.5*	*15,158*	*10.95*

Tab.III.26 : Combinaisons des charges de l'escalier.

III.4.3.4.Calcul des sollicitations à ELU et à ELS :



Réactions des appuis :

Réaction	*ELU*	*ELS*
R_a	*29,61 KN*	*21,30 KN*
R_b	*33,56 KN*	*24,22 KN*

Tab.III.27 : Réaction des appuis.

Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS et l'ELU :

X	*Moment fléchissant*	*Effort trenchant*
Calcul des solicitations à ELU		
$0 \le x \le 1.45$	$M(0) = 0\ KN.m$ $M(1.45) = 31,20\ KN.m$	$T(0) = 29,61\ KN$ $T(1.45) = 13,43\ KN$
$0 \le x \le 3.1$	$M(0) = 0\ KN.m$ $M(3.1) = 31,20\ KN.m$	$T(0) = -33,56\ KN$ $T(3.1) = 13,43\ KN$

Tableau.III.28 : Effort tranchant et moment fléchissant **à l'ELU.**

Calcul de moment max à l'ELS et l'ELU :

Les appuis doivent équilibrer un moment : $Ma=0.5M_{max}$ qui conduit à un moment réduit entravée : $Mt=0.85M_{max}$.

ELU	
M_0 (kN.m)	35,93
M_t (kN.m)	$0,85 \times M_0 = 30,54$
M_a (kN.m)	$0,5 \times M_0 = 17,97$
T (kN)	31.58
ELS	
M_0 (kN.m)	25,90
M_t (kN.m)	$0,85 \times M_0 = 22,02$
M_a (kN.m)	$0,5 \times M_0 = 12,95$
T (kN)	22.76

Tableau III.29.Détermination des efforts.

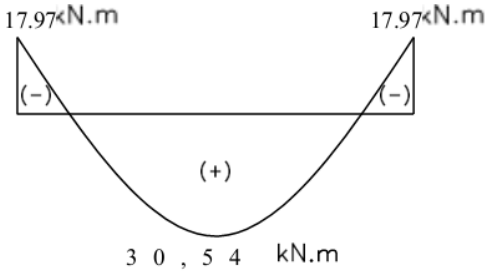


Figure III.11.Diagramme retenu des moments à l'ELU.

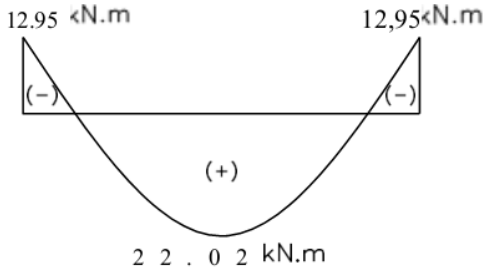


Figure III.10.Diagramme retenu des moments à l'ELS.

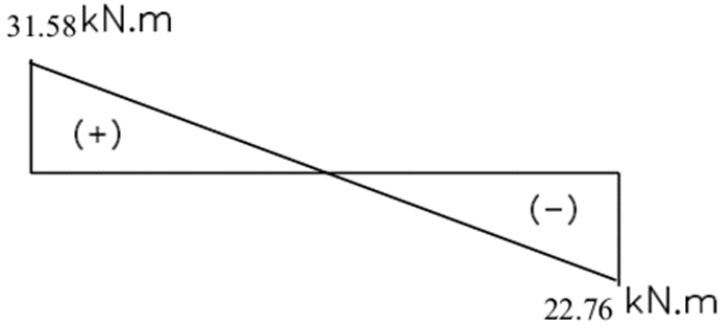


Figure III.13. Diagramme de l'effort tranchant.

III.4.3.5: ferraillage de l'escalier :

➢ **à l'ELU :**

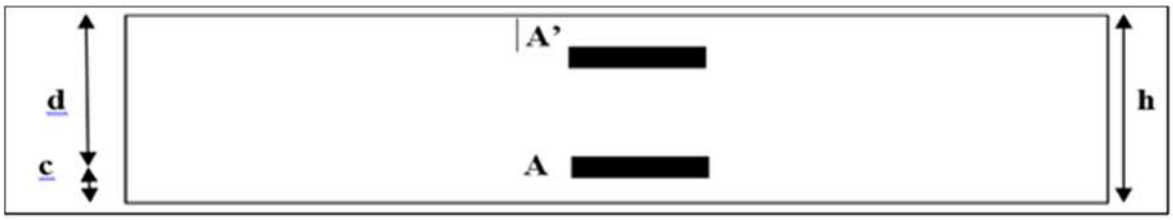


Fig.III.14 : Section de calcul.

$b\,(cm)$	$h\,(cm)$	$c\,(cm)$	$c'(cm)$	$d\,(cm)$	$f_{c28}\,(MPA)$	μ
100	*17*	*2.5*	*2.5*	*14.5*	*25*	*0.392*
$F_e\,(MPA)$	$\sigma_b\,(MPA)$	$\sigma_s\,(MPA)$	γ_b	γ_s	$M_t\,(KN.m)$	$M_{app}\,(KN.m)$
400	*14.16*	*347.8*	*1.5*	*1.15*	*30.54*	*17.97*

Tab.III.29 : paramètre de calcul.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	*A calculé (cm²/ml)* $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	*A choisie (cm²)*
En travée	*30.54*	*0.102*	*0.95*	*6,4*	*5HA14=7.69*
Eux appuis	*17.97*	*0.060*	*0.97*	*3,7*	*5HA10=3.92*

Tab.III.30 : Les résultats du ferraillage des escaliers.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.40}{4} = 1.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{choisir} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 .$$

$$A_r = \frac{A_{pp}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \ cm^2 \Rightarrow A_{choisir} = 5HA10 = 3.93 \ cm^2 .$$

Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93].

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{17 \times 100}{1000} = 1.7 \ cm^2 .$$

$A_{choisir} > A_{min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Condition d'espacement :

/	*Les armatures longitudinales*	*Les armatures de répartitions*
En travée	*St =20cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =20cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*
En appuis	*St =20cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =20cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*

Tab.III.31 : Vérification de l'espacement.

Vérification des contraintes :

à l'ELS :

Vérification des contraintes.

La fissuration est considérée comme peu nuisible: $y \rightarrow b.y^2 + 30.A.y + 30.A.d = 0$.

$I = \frac{b}{3} y^3 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$.

Tab.III.15 : vérification des contraintes.

	Mser (KN.m)	$A_{choisir}$ *(cm²)*	*K MPA*	$I(cm^4)$	σ_b (*MPA*)	σ_b (*MPA*)	*Obs*
En travée	*20,72*	*7.69*	*0,143*	*14537,83*	*6,76*	*15*	*Vérifiée*
En appuis	*12,95*	*3.92*	*0,152*	*8541,10*	*5,43*	*15*	*Vérifiée*

Tab.III.32 : vérification des contraintes

Donc **:** les armatures calculées ***à l'E.L.U***. seront maintenues.

Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 31.58\ KN\ .$$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{31.58 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.217\ \text{MPA}\ .$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times fc28}{\gamma b}\ ;\ 5\ MPA\right) = 3.33\ \text{MPA}.$$

$\tau = 0.21$ MPA $\leq \bar{\tau} = 3.33$ MPA **Vérifiée** .

III.4.3.6.De la flèche :

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

L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
5.30	20.72	7.69	0,00	9.56	10,6

III.4.4.Poutre palier :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple .Elle a une section (b × h) avec longueur de ***3.20 m***.

Pré dimensionnement :

$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$ $\Rightarrow$ $21{,}3 \leq h \leq 32$ $\Rightarrow$ $h = 30$ cm.

$b \geq 30$ cm $0.4 \times h \leq b \leq 0.8 \times h$ $\Rightarrow$ $12 \leq b \leq 24$ $\Rightarrow$ $b = 30$cm

Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :

$b \geq 30$ cm..... (c.v).

$h \geq 30$ cm..... (c.v).

$h / b < 4$ cm .....(c.v)

Donc, la section de la poutre palière est de $(b \times h) = 30 \times 30\ cm^2$

III.4.4.1.Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre : $P_{Pa} = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25\ KN/ml.$

Les réactions d'appuis :

R(ELU) = 31.58 KN $\Rightarrow$ $P_u = 1.35(P_{Pa} + R) = 34.62$ KN .

R(ELS) = 22.76 KN $\Rightarrow$ $P_{ser} = (P_{Pa} + R) = 25.01$ KN.

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis, La méthode R.D.M donne :

	T ***(KN)***	M_a ***(KN.m)***	M_t ***(KN.m)***
ELU	*55.39*	*17,72*	*35,45*
ELS	*40.02*	*12,80*	*25,61*

Tab.III.32 : Les résultats des efforts.

Ferraillage de la poutre palière (Flexion Simple) :

ELU :

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	B	***A calculé (cm²/ml)*** $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	***A choisir (cm²)***
En travée	*35,45*	*0,114*	*0,94*	*4.00*	***3HA14=4.62***
Eux appuis	*17,72*	*0,057*	*0.97*	*1.94*	***3HA12=3.39***

Tab.III.33 : Les résultats du ferraillage de la poutre palière.

Vérification des contraintes :

ELS :

	Mser (KN.m)	*Achoisir (cm²)*	*Y (cm)*	*I(cm^4)*	σ_b (*MPA*)	σ_b (*MPA*)	*Obs*
En travée	*25,61*	*4.62*	*9,10*	*29740,11*	*7,83*	*15*	*Vérifiée*
En appuis	*12,80*	*3.39*	*8,02*	*23483,20*	*4,37*	*15*	*Vérifiée*

Tab.III.34. Vérification des contraintes de la poutre palière.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau = 0{,}684$ MPA $\leq \tau = 3.33$ MPA **Vérifiée** .

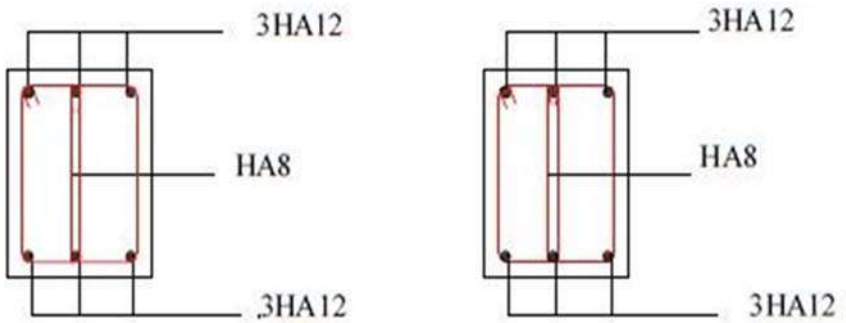


Fig.III.15: Ferraillage de la poutre palière.

IV. Étude dynamique :

IV.1 .Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, caractérisé par des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, dites « ondes sismique » engendrant à leur tour un mouvement du sol. Ainsi toute construction en béton armé sera conçue pour reprendre les forces horizontales dues à l'action du vent ou du séisme.

En présence de ce dernier, le bâtiment aura un comportement élastique, il sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

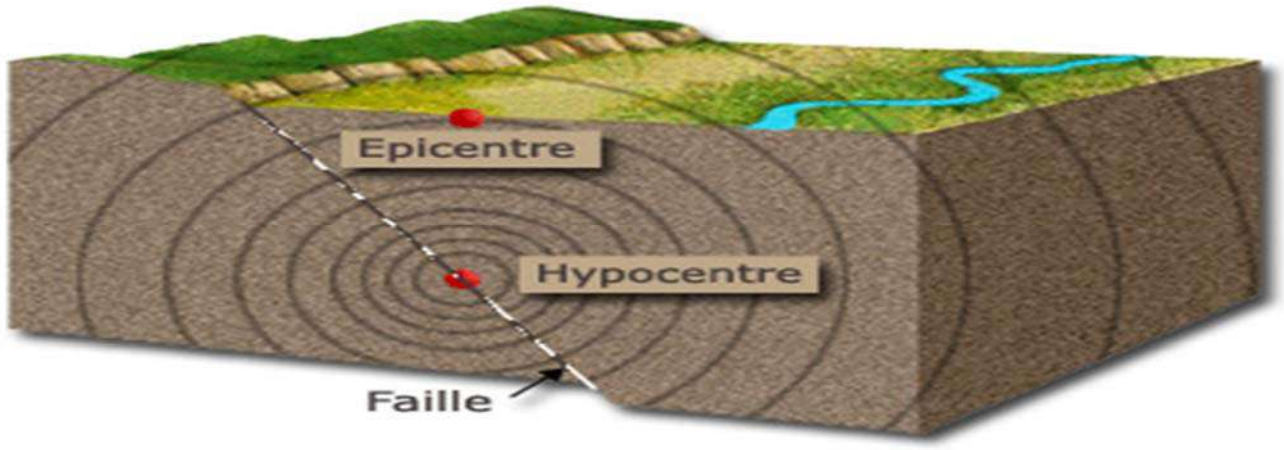


Figure (IV. **1) :** Propagation du séisme.

IV.2. choix de la méthode de calcul :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée à Alger qui est classée dans la zone sismique III groupe d'usage 02.

Le bâtiment étudie présente une géométrie irrégulière alors la méthode statique équivalente n'est pas applicable, nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcule des structures (Robot structura lanalysis).

IV.3. la méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.1. principe : [ART 4.3.1 RPA2003]

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

IV.3.2. domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

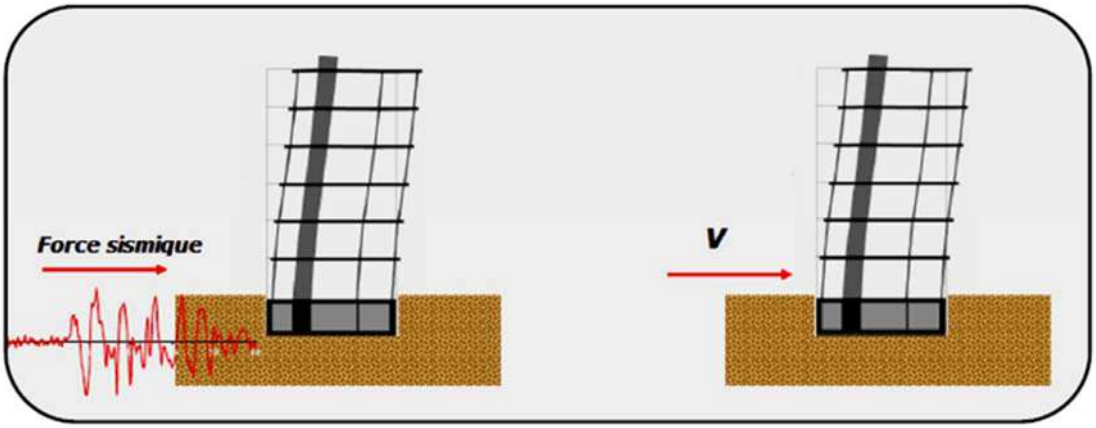


Figure IV. **2:**Simulation de la force sismique.

IV.3.3. détermination des paramètres de spectre de réponse : [ART4.3.3 RPA2003]

a/ coefficient d'accélération A :

Zone III, groupe 2, (RPA99v2003 [Tab.4.1] alors d'après les deux critères précédents on obtient : A=**0,25**

b/ Coefficient de Comportement Global de la Structure R:

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en Fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des Dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est–à–dire leur aptitude à supporter des déformations supérieurs à la limite élastique. Selon le tableau 4 des RPA99/version 2003, pour un système de contreventement Mixte portiques/voiles avec interaction **R = 4**

c/-facteur de correction d'amortissement η :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

$\xi = 7\ \%$ avec remplissage dense, donc **η = 0,882**

d/-facteur de qualité Q :

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

	Pq	
Critère "q"	**Observé**	**N/ observé**
- condition minimale sur les files de contrentement	**0**	**0**
- Redondance en plan	**0**	**0**
-Régularité en plan	**0**	**0,05**
-Régularité en élévation	**0**	**0**
-Contrôle de la qualité des matériaux	**0**	**0,05**
-Contrôle de la qualité de l'exécution	**0**	**0,10**

Tab. IV.1 : Facteur de qualité Q.

Pq = 0.05 +0.05 +0.1 = 0.2 $\Rightarrow$ Q = Pq +1 = 1.2

$\Rightarrow$ Q = 1.2

e/-période T_1 et T_2 du site considéré :

T_1=0.15 et **T_2=0.40** [Tab.4.7 RPA2003]

f/- Estimation de la période fondamentale de la structure T : [ART 4.2.4 RPA2003]

La formule empirique $T = Ct \times Hn^{\frac{3}{4}}$ (4.6)

Avec :

Hn **:** Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau = 25,84 m

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage RPA99v2003 [Tab.4.6] : C_T**= 0 .05**

C_t=0.05 ⟶ T = 0,05 * 25,84 $^{3/4}$= 0,57 sec

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule (4.7) :

$$T = 0.09\frac{Hn}{\sqrt{D}}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée. Pour notre structure on considère qu'on a la même dimension selon les deux directions longitudinales et transversales.

Sens x:

hn= 25,84m. D_x = 29,80 m

T (//x) = $\frac{0.09hN}{\sqrt{D}} = \frac{0.09\ x\ 25{,}84}{\sqrt{29{,}80}} = 0.55$ sec

Sens-y:

hn= 25,84 m. D_y = 17 m

T (//y) = $\frac{0.09hN}{\sqrt{D}} = \frac{0.09\ x\ 25{,}84}{\sqrt{17}} = 0.56$ sec

Facteur d'Amplification D:

Sens-x:

D = 2,5 η $(T2/T)^{2/3}$= 2,5 x 0,882 x $(0,4/0,55)^{2/3}$

D (//x) =1,78

Sens-y:

D = 2,5 η $(T2/T)^{2/3}$= 2,5 x 0,882 x $(0,4/0,56)^{2/3}$

D (//y) = 1,76

IV.3.4. Modélisation : [ART4.3.2 RPA2003]

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article **4.3.2.b** du RPA99V2003, , on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme)**.**

IV.3.5. choix de disposition des voiles :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Éviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Assurer une ductilité suffisante.
- Assurer une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par dessecousses sismiques majeures.

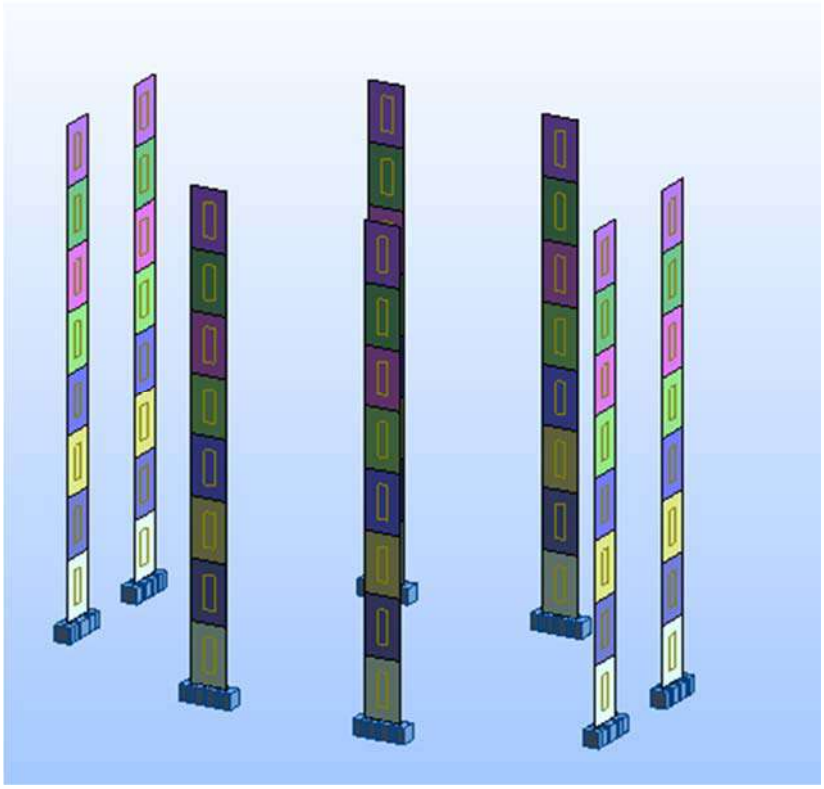
IV.3.6. Analyse du comportement structurel du « système portiques/voiles » :

IV.3.6.1. Analyse modale de la structure :

L'RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_D calculée par la méthode numérique (Robot structurale), ne dépasse pas la valeur T_S estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %.

- ✓ T_D : la période analytique de la structure.
- ✓ T_S : La période empirique de la structure.

❖ **Système de Contreventement:**



➢ **Disposition des Voiles :**

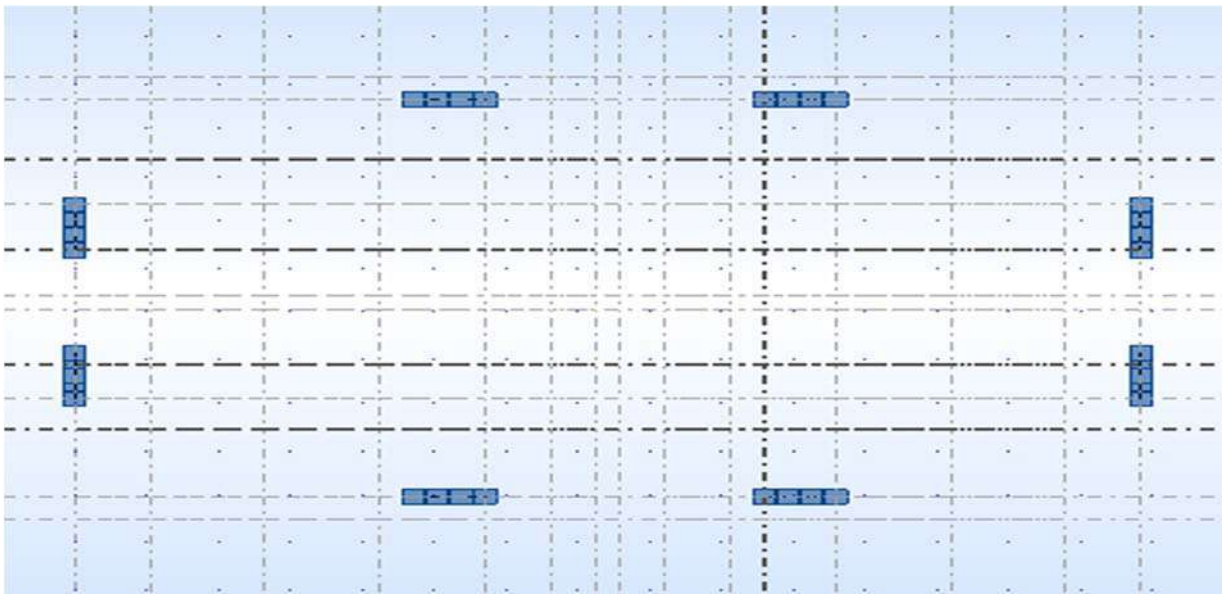


Figure IV.3 .Disposition des voiles

❖ **la Méthode d'Analyse Modale Spectrale :**

Résultats de l'Analyse Dynamique par Robot Millenium.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1,39	0,72	0,00	73,10	#ind#	0,00	73,10
4/ 2	1,67	0,60	71,38	73,10	#ind#	71,37	0,00
4/ 3	1,99	0,50	71,49	73,10	#ind#	0,12	0,00
4/ 4	4,51	0,22	71,49	86,94	#ind#	0,00	13,83
4/ 5	5,36	0,19	87,38	86,94	#ind#	15,89	0,00
4/ 6	6,93	0,14	87,39	86,94	#ind#	0,00	0,00
4/ 7	9,46	0,11	87,39	92,95	#ind#	0,00	6,01
4/ 8	10,81	0,09	93,42	92,95	#ind#	6,04	0,00

Tableau IV .2 : les facteurs de participation massique de chaque mode.

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période analytique :

1,3 T Théorique ≥ T Calculé

T Théorique = 0,05 x 25,84 3/4= 0,57 sec

T Calculé = 0,57 sec.

1,3 x T Théorique = 1,3 x 0.57 = 0.74sec. > T_D=0.72 sec **condition vérifiée.**

IV.3.7. Analyse sismique de la structure portiques/voiles :

IV.3.7.1. Résultante des forces sismiques à la base Vt : [ART4.3.6 RPA2003]

La résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_D}$ obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée parla méthode statique équivalente Vs, soit : $V_D \geq 0{,}8\ V_S$.

-Si VD< 0,80 VS, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par le rapport 0.8 $\frac{V_S}{V_D}$.

❖ **Calcul de la force sismique statique :** [Art 4.2.3 RPA99v2003]

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

$$V_X = \frac{AD_X.Q_X}{R} \times W \qquad V_Y = \frac{AD_Y.Q_Y}{R} \times W$$

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT MILLENIEUM

D'après la formule (4.5) du RPA03 : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

W_{Qi} : Charges d'exploitation au niveau (i).

β: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas **β = 0,2**.

Donc ; Wi = 2497,27 T

Sens-x:

Vx =A . Q . Dx .W/R = 0,25×1,76×1,20×2497,27/4 = **329,64** t.

Sens-y:

Vy =A . Q . Dy W/R = 0,25×1,78×1,20×2497,27/4 = **333,39** t.

Vérification :

V (KN)	V statique (T)	V dynamique (T)	0,8 V statique	$V_D \geq 0,8\ V_S$
Vx	329,64	273,215	263,71	CV
Vy	333,39	500,25	266,71	CV

Tab. IV.3 : vérification Résultante des forces sismiques à la base.

IV.3.7.2. Vérification du déplacement inter-étages : [Art 4.4.1 RPA99v2003]

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « **k** » de la structure sont donné par le **RPA** dans (l'article 4.4.3) est calculés comme suit :

$$\boldsymbol{\delta_K = R\ .\ \delta_{ek}}$$

δe k: déplacement dû aux forces sismiques Fi.
R : Coefficient de comportement.

-Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « **k** » par rapport au niveau « **k-1** » selon la formule suivant :

$$\boldsymbol{\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}}$$

-Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage

(**RPA art 5-10).**

$$\bar{\Delta} = \frac{h_e}{100}$$

Sens x-x :

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	$\Delta_{admissible}$ (cm)
7	2,1	8,4	1,2	3,23
6	1,8	7,2	1,2	3,23
5	1,5	6	1,2	3,23
4	1,2	4,8	1,2	3,23
3	0,9	3,6	1,2	3,23
2	0,6	2,4	1,2	3,23
1	0,3	1,2	0,8	3,23
RDC	0,1	0,4	0,4	3,23

Tableau IV . 4 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x.

Sens y-y :

Niveau	δek (cm)	δk (cm)	Δk (cm)	$\Delta_{admissible}$ (cm)
7	2,6	10,4	1,2	3,23
6	2,3	9,2	1,2	3,23
5	2	8	1,6	3,23
4	1,6	6,4	1,6	3,23
3	1,2	4,8	1,6	3,23
2	0,8	3,2	1,6	3,23
1	0,4	1,6	1,2	3,23
RDC	0,1	0,4	0,4	3,23

Tableau IV .5 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y.

IV.3.7.3 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_K \cdot \Delta_K / V_K \cdot h_K \leq 0{,}10$. RPA99 (Art 5,9).

Avec :

P_K: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du Niveau « k » calculés suivant le formule ci-après :

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K: effort tranchant d'étage au niveau « k »,

Δ_K : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E) .

h_K: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordrepar le facteur :

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

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

- **Suivant X :**

Niveau	Pk (t)	Pk cumulé	Δk (m)	Vk(t)	hk(m)	θ
E7	152,06	1426,56	0,012	202.038	3,23	0,026
E6	159	1274,5	0,012	233.094	3,23	0,020
E5	171,60	1115,5	0,012	259.670	3,23	0,016
E4	171,60	943,9	0,012	282.734	3,23	0,012
E3	186,14	772,3	0,012	301.613	3,23	0,010
E2	184,40	586,16	0,012	317.614	3,23	0,007
E1	200,88	401,76	0,008	331.914	3,23	0,003
RDC	200,88	200,88	0,004	343.271	3,23	0,001

Tableau. IV.6: Vérification l'effet P-Δ suivant X.

- **Suivant Y :**

Niveau	Pk (t)	$P_{k\ cumulé}$	Δ_k (m)	V_k(t)	h_k(m)	θ
E7	152,06	1426,56	0,012	208.736	3,23	0,025
E6	159	1274,5	0,012	241.912	3,23	0,020
E5	171,60	1115,5	0,016	270.393	3,23	0,020
E4	171,60	943,9	0,016	293.909	3,23	0,016
E3	186,14	772,3	0,016	313.601	3,23	0,012
E2	184,40	586,16	0,016	330.982	3,23	0,009
E1	200,88	401,76	0,012	344.923	3,23	0,004
RDC	200,88	200,88	0,004	354.183	3,23	0,001

Tableau. IV.7 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y.

IV.3.7.4 L'effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$ avec ; $\mathbf{N_d}$: Effort normal de compression.

$\mathbf{B_c}$: Section du béton comprimé.

-Poteau (45x45) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$V = \frac{881{,}58x1000}{(45x45)x100x25} = 0.17$$

-Poteau (40x40) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$V = \frac{655{,}21x1000}{40x40x100x25} = 0.16$$

-Poteau (35x35) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$V = \frac{433{,}38x1000}{(35x35)x100x25} = 0.14$$

-Poteau (30x30) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$V = \frac{220{,}40x1000}{(30x30)x100x25} = 0.10$$

IV.3.7.5 Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante : $\frac{Ms}{Mr} \geq \mathbf{1.5}$.

- **Ms :** moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

Ms=W×L2

$\begin{cases} \mathbf{W}: \text{ le poids total de la structure.} \\ \mathbf{L}: \text{ Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L} = 30.10\text{m.} \\ \mathbf{Mr}: \text{ moment de renversement provoqué par les charges horizontales.} \end{cases}$

Mr=∑ Fi × hi

- **Sens Longitudinal :**

Etage	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	202,038	3,23	24972,4	14,88	652,58	371589,312	ok
1	233,094	6,46			1505,79		ok
2	259,67	9,69			2516,20		ok
3	282,734	12,92			3652,92		ok
4	301,613	16,15			4871,05		ok
5	317,614	19,38			6155,36		ok
6	331,914	22,61			7504,58		ok
7	343,271	25,84			8870,12		ok
				somme	35728,60	371589,312	ok
						10,4003314	

Tableau IV.8 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens X-X.

• **Sens Transversal:**

ETAGE	Vy(KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	**208,736**	3,23	24972,4	8,54	674,22	213264,296	ok
1	**241,912**	6,46			1562,75		ok
2	**270,393**	9,69			2620,11		ok
3	**293,909**	12,92			3797,30		ok
4	**313,601**	16,15			5064,66		ok
5	**330,982**	19,38			6414,43		ok
6	**344,923**	22,61			7798,71		ok
7	**354,183**	25,84			9152,09		ok
				somme	37084,27	213264,296	ok
					5,75080262		

Tableau IV.9 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens Y-Y.

DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée dans les deux sens.

❖ **Conclusion :**

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre Bâtiment est bien dimensionné elle peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferraillage correcte.

V. Étude des éléments structuraux :

V.1. Introduction :

Le présent chapitre est consacré à l'étude des éléments principaux poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot structurelle analyses), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

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

ELU : 1.35G+1.5Q
ELS : G+Q

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

$G + Q \pm E$

$0,8\ G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes.
Q : charges d'exploitation.
E : charges sismiques.

Ferraillage des éléments principaux du système portiques/voiles :

V.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés à 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 inertiejoue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- N_{max} ⟶ M correspondant.
- N_{min} ⟶ M correspondant.
- M_{max} ⟶ N correspondant.

V.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone III :

❖ **Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0,8% x b x h** :

Poteau (45×45) : A_{min}=0.008×45×45 = 16,2cm^2

Poteau (40×40) : A_{min}=0.008×40×40= 12,8 cm^2

Poteau (35×35) : A_{min}=0.008×35×35 = 9.8 cm^2

Poteau (30×30) : A_{min}=0.008×30×30 = 7.2 cm^2

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6% x b x h** :

Poteau (45×45) : A_{min}=0.06×45×45= 121.5 cm^2

Poteau (40×40) : A_{min}=0.06×40×40= 96 cm^2

Poteau (35×35) : A_{min}=0.06×35×35 = 73.5 cm^2

Poteau (30×30) : A_{min}=0.06×30×30 = 5.4cm^2

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de **3% x b x h** :

Poteau (45×45) : A_{min}=0.03×45×45= 60.75 cm

Poteau (40×40) : A_{min}=0.03×40×40=48 cm^2

Poteau (35×35) : A_{min}=0.03×35×35 = 36.75 cm^2

Poteau (30×30) : A_{min}=0.03×30×30 = 27 cm^2

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**
- La longueur minimale des recouvrements L_R = **40**Φ_{min}

La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 25 cm en zone III

- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

❖ **Armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

- Positionner les armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ [ART7.4.2.2 RPA2003]}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

P_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$ Avec : λ_g élancement géométrique.

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximum d'espacement en zone III est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_t; 15cm)$$

- Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_t$

V.2.2. Recommandations du CBA93 :

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq A_{min} = \frac{b.\,h}{1000} \qquad \text{[A. 7.1.2.1 CBA93]}$$

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_l \leq \min\left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l\right] \qquad \text{[A. 6.4.2 CBA93]}$$

Calcule et vérification de l'espacement :

$$S_t = \min[0.9d ; 40cm] \qquad \text{[art A. 5.1.2.2 CBA93]}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ \text{MPa} \qquad \text{[art A. 5.1.2.2 CBA93]}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \qquad \text{[art A. 5.1.2.3 CBA93]}$$

Avec: K=1 , α=90

V.2.3. Calcul des armatures :

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel « Robot structural analyses » et on compareavec le minimum du RPA (Amin).

V.2.3.1. Armatures longitudinales :

Section (cm^2)	Cas	Comb	N (KN)	M (KN.m)	A cal (cm^2)	Amin (RPA) (cm^2)	A choisie (cm^2)
45X45	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	1289,58	17,23	4	16.2	**4HA16+8HA14 20.36**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	0.8G-Ex	568,55	48,80	6,7		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q-Ex	891,25	49,80	7,2		
40X40	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	952,71	19,76	6.4	12.8	**4HA14+8HA12 15.21**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	0.8G-Ex	416,53	64,82	6.4		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q-Ex	653,83	67,97	9.4		
35X35	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	630,69	21,38	5.6	9.8	**4HA14+4HA12 10.68**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	0.8G-Ex	276,89	54,25	6.8		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q-Ex	431,67	58,64	10.2		
30X30	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	320,28	18,07	4.8	7.2	**8HA12 9.05**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	0.8G-Ex	146,83	36,93	4.8		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q-Ex	221,80	40,54	7.8		

Tab.V.1.Ferraillage longitudinal des poteaux.

V.2.3.1.1. 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, sousles sollicitations (Mser – Nser) selon les règles CBA93, Concernant la flexion composée.
Et il faut vérifier que :

-Pour la fissuration peu nuisible :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\ fc28 = 15$

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

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire.

-préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$$\sigma_S \leq \overline{\sigma_b} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 20163\text{MPa}$$

V.2.3.1.1. Hypothèse de calcul à partir de BAEL :

Si $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$ section entièrement comprimée.

, si $e_0 > \frac{h}{4}$ la section est partiellement comprimée

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Section	N (KN)	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$e_0 < \frac{h}{6}$	Cas	σ_b	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s'}$	Vérifi
45X45	936,35	12,50	20.36	CV	SEC	5	75.00	15	201.63	CV
40X40	691,97	14,39	15.21	CV	SEC	4.1	60.1	15	201.63	CV
35X35	458,42	15,56	10.68	CV	SEC	3.4	47.2	15	201.63	CV
30X30	233,30	13,15	9.05	CV	SEC	2.8	37.8	15	201.63	CV

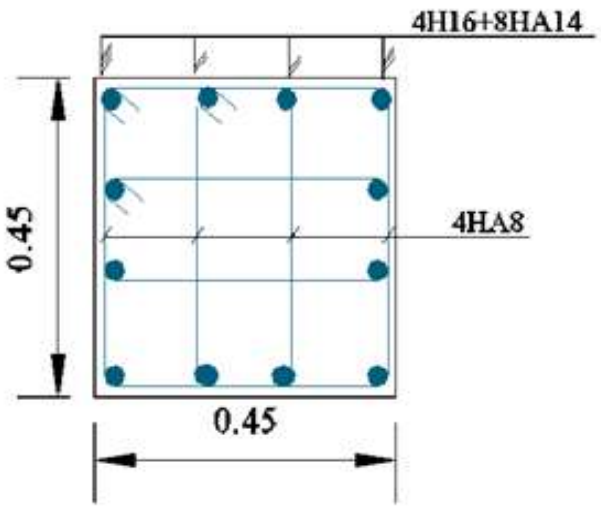
Tab.V.2. Vérification des contraintes à ELS.

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$\lambda > 5$ Pour tous les poteaux $\Rightarrow A_t = A_{t\min} = 0.003 \times t \times b_1$

Etage	Section	Zone	St(cm)	A_{adop}
RDC+ 1er	45X45	Nodale	10	$4\phi_t 8$
		Courante	15	$4\phi_t 8$
2éme + 3éme	40X40	Nodale	10	$4\phi_t 8$
		Courante	15	$4\phi_t 8$
4éme + 5éme	35X35	Nodale	10	$4\phi_t 8$
		Courante	15	$4\phi_t 8$
6éme + 7éme	30X30	Nodale	10	$4\phi_t 8$
		Courante	15	$4\phi_t 8$

TabV.3 : Ferraillage transversale des poteaux.



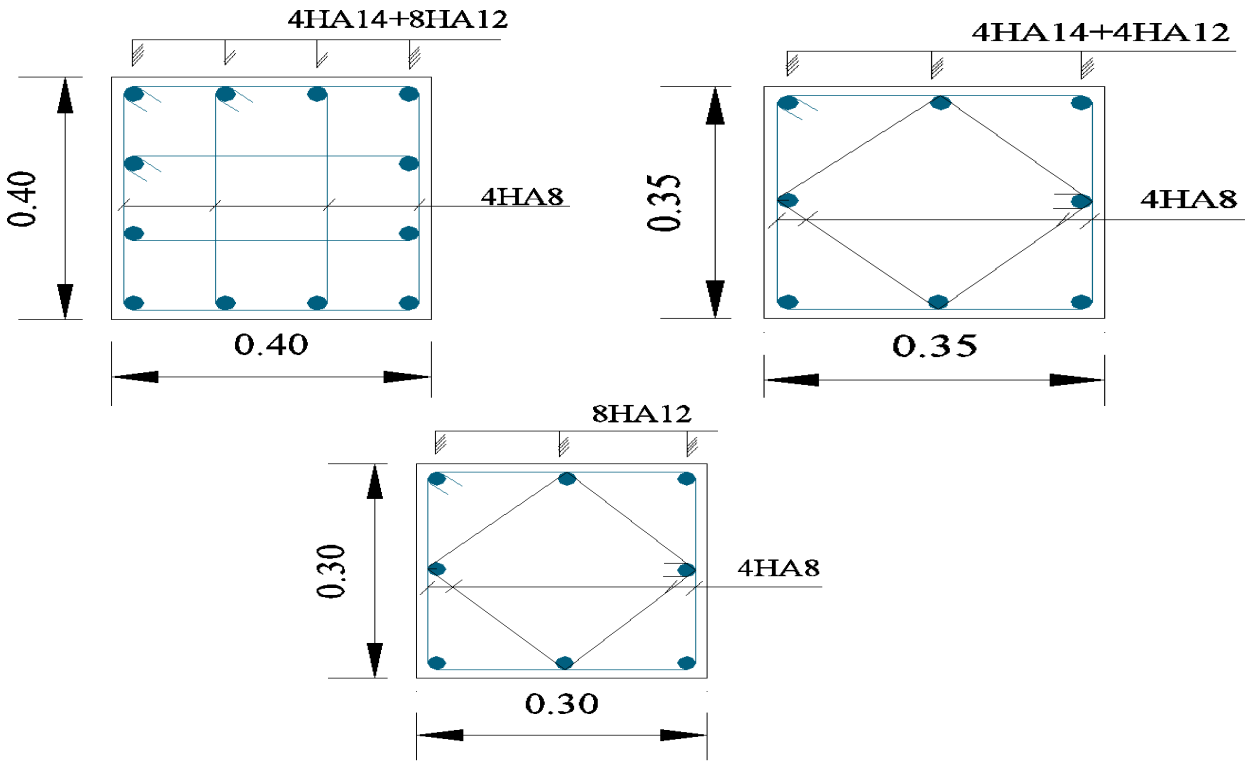


Fig.V.1 : ferraillage des poteaux.

IV.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$\sigma_b = 25MPa$	FeE400	$\sigma_b = 25MPa$	FeE400
$\sigma_b = 14.2MPa$	$\sigma_s = 348MPa$	$\sigma_b = 18,48MPa$	$\sigma_s = 400MPa$

Tab. V.4 : Les données de calcul.

V.3.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone III :

❖ **Armatures longitudinales :**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de **0.5%.b.h :**

Poutre principale (45×35)=0.005×45×35=7,875cm^2

Poutre secondaire (40×30)=0.005×40×30=6cm^2

2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
   - 4% en Zone courante :

Poutre principale (45×35)=0.04×45×35=63cm^2

Poutre secondaire (40×30)=0.04×40×30=48cm^2

- 6% en Zone nodale :

Poutre principale (45×35)=0.06×45×35=94,5cm^2

Poutre secondaire (40×30)=0.06×35×30=72cm^2

3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 40φ en Zone III.
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

❖ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec :

b : Largeur de la poutre.

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

- Dans la zone nodale :

$$S_t = \min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right]$$

- Dans la zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

V.3.2. Calcul des armatures :

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel « Robot structural analyses » et on compare avec le minimum du RPA (Amin).

V.3.2.1. Armatures longitudinales :

Élément	b×h	M_t(KN.m)	Comb	A_{S1} (cm^2)	M_a(KN.m)	Comb	A_{S2} (cm^2)
P.principale	(45×35)	53,74	ACC	8,39	-50,12	ACC	7,82
P.secondaire	(40×30)	15,57	ACC	2,71	-100,17	ACC	9,32

Tab.V.5 : Ferraillage longitudinal des poutres.

Element	Section calculée		Section choisie	
Poutre Principale	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)
	9.00	9.90	3HA14+3HA14= 9.24	3HA16+3HA14= 10.65
Poutre secondaire	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)
	7.20	7.40	3HA14+3HA12=8.01	3HA14+3HA12=8.01

Tab.V.6: La section choisie d'armatures des poutres.

V.3.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

Element	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	σ_s	σ_b	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s'}$	Vérifi
Poutre Principale	Appui	-36,40	4.62	10.65	175.4	7.1	83.8	15	201.63	CV
	Travée	39,07	9.24	6.02	201.63	7.4	77.3	15	201.63	CV
Poutre secondaire	Appui	-73;14	4.62	8.01	123.1	4.5	49.3	15	201.63	CV
	travée	11,31	8.01	4.62	201.63	4.8	45.8	15	201.63	CV

Tab.V.7: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

V.3.2.1.2. Section minimale :

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

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

Élément	A_t (cm^2)	A_a (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{t\ min}$ (cm^2)	vérification
Poutre Principale	15.26	15.27	6	1.2	CV
Poutre secondaire	12.63	12.63	5.25	1.05	CV

Tab.V.8: Vérification de section d'armatures.

V.3.2.1.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Tab.V.9: Calcul de $\overline{\tau_u}$.

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right\}$	$\min\left\{0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\right\}$
Situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.3MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.3MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34MPa

Élément	$T_{u\ max}$(KN)	comb	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Poutre	44,04	ACC	0,31	3,33	CV
Poutre secondaire	28,44	ACC	0,12	3,33	CV

Tab.V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

V.3.2.2. Armature transversale :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

		CBA93		RPA99V2003			St adopté		
Elément	τ_u	S_t	A_t	S_{tZN}	S_{tZC}	A_t	S_{tZN}	S_{tZC}	$A_{tchoisié}$
P. Prin	0,31	11,3	1.96	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01
P. Sec	0,12	22,5	0.91	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01

Tab.V.11: Calcul des armatures transversales des poutres.

V.3.3. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{1\,M_t}{10\,M_0} \qquad \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{fe}$$

Avec : $Mt = K.M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.75$

-Poutre principale : L=5.30 m

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{450}{5300} = 0.084 \geq 0.0625 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1\,M_t}{10\,M_0} \Rightarrow 0.084 \geq \frac{1 \times 0.75 \times M_0}{10 M_0} = 0.075 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{15.26}{30 \times 37.5} = 0.01 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \qquad \text{CV}$$

-Poutre secondaire : L=4.55 m

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{400}{4550} = 0.087 \geq 0.0625 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1\,M_t}{10\,M_0} \Rightarrow 0.087 \geq \frac{1 \times 0.75 \times M_0}{10 M_0} = 0.075 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{12.63}{30 \times 37.5} = 0.01 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \qquad \text{CV}$$

Ferraillage des poutres :

-Poutre principale :



-Poutre secondaire :

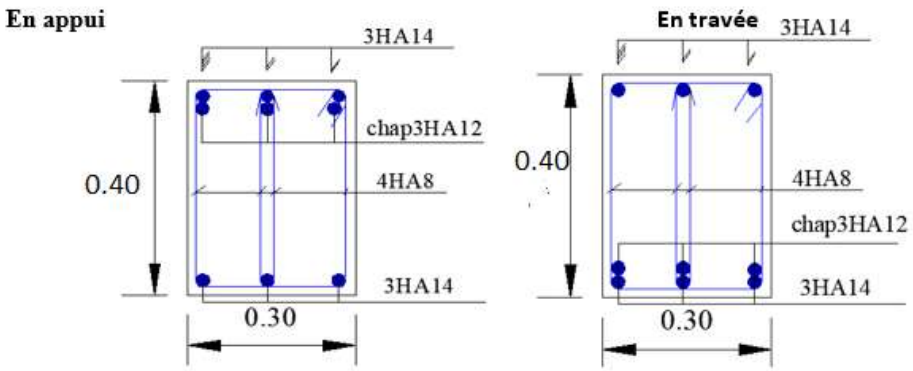


Fig.V.2 : ferraillage des poutres.

V.4. Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment on a seulement des voiles pleins, ils utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et disposés de façon à :

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

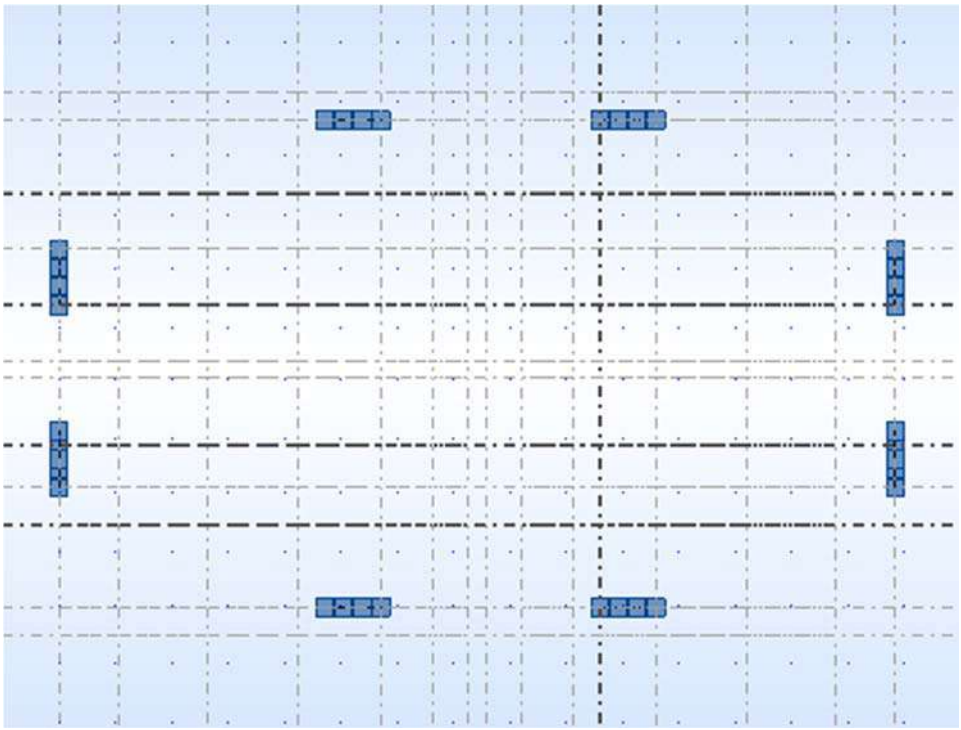


Fig.V.3 : types de voile.

Le ferraillage des voiles est effectué selon le règlement CBA.93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.
Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

– Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
– Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

On devra disposer les armatures suivantes :
- Armatures verticales.
-Armatures horizontales.
-Armatures transversales.

V.4.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone III :

-Aciers verticaux :

- L'effort de traction engendre dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

-Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 dansle cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

-Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite desDeux valeurs suivantes :

$$S \leq 1{,}5a$$
$$S \leq 30cm$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Zones où le renversement du signe des efforts est possible.20 ϕ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes combinaisons possibles de charges.

V.4.2. calcul des armatures.

V.4.2.1. Armatures verticale :

RDC+1er :

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	comb	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie (cm2)
V1	2	1379,85	758,33	ACC	5,13	4.2	15	**2(5HA12=5.65)**
V2	2	1554,53	-1768,83	ACC	15.5	14.5	15	**2(15HA12=16.96)**
V3	2	260,45	100	ACC	6.4	5.4	15	**2(7HA12=7.92)**
V4	2	-729,31	851,10	ACC	17.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**

Tab.V.12: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (RDC+1er).

voile	L(m)	Achoisie (cm^2)	$A_{min(RPA)}(cm^2)$	$A_{min(CBA)}(cm^2)$	vérification
V1	2	5.65	7,9	3,32	**CV**
V2	2	16.96	9,6	1,98	**CV**
V3	2	7.92	6,3	1,85	**CV**
V4	2	16.7	5,9	1,84	**CV**

Tab.V.13: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

2er et 3ème étages :

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	comb	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie (cm2)
V1	2	941,79	9,67	ACC	5,13	4.2	15	**2(5HA12=5.65)**
V2	2	1116,56	10,43	ACC	15.5	14.5	15	**2(15HA12=16.96)**
V3	2	264,12	6,10	ACC	6.4	5.4	15	**2(7HA12=7.92)**
V4	2	170,59	7,19	ACC	17.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**

Tab.V.14: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (2éme +3éme).

voile	L(m)	Achoisie ***(cm^2)***	***$A_{min(RPA)}(cm^2)$***	***$A_{min(CBA)}(cm^2)$***	vérification
V1	2	5.65	7,9	3,32	**CV**
V2	2	16.96	9,6	1,98	**CV**
V3	2	7.92	6,3	1,85	**CV**
V4	2	16.7	5,9	1,84	**CV**

Tab.V.15: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

4ème et 5éme étages :

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	comb	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie (cm2)
V1	2	531	13,32	ACC	5,13	4.2	15	**2(5HA12=5.65)**
V2	2	635,16	14,60	ACC	15.5	14.5	15	**2(15HA12=16.96)**
V3	2	221,67	8,24	ACC	6.4	5.4	15	**2(7HA12=7.92)**
V4	2	141,57	11,60	ACC	17.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**

Tab.V.16: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (4eme +5eme).

voile	L(m)	Achoisie ***(cm^2)***	***$A_{min(RPA)}(cm^2)$***	***$A_{min(CBA)}(cm^2)$***	vérification
V1	2	5.65	7,9	3,32	**CV**
V2	2	16.96	9,6	1,98	**CV**
V3	2	7.92	6,3	1,85	**CV**
V4	2	16.7	5,9	1,84	**CV**

Tab.V.17: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

6eme et 7ème étages :

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	comb	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie (cm2)
V1	2	182,44	22,82	ACC	5,13	4.2	15	**2(5HA12=5.65)**
V2	2	228,73	26,70	ACC	15.5	14.5	15	**2(15HA12=16.96)**
V3	2	140,95	11,89	ACC	6.4	5.4	15	**2(7HA12=7.92)**
V4	2	90,31	26,72	ACC	17.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**

Tab.V.18: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (6eme+7eme).

voile	L(m)	Achoisie ***(cm^2)***	$A_{min(RPA)}(cm^2)$	$A_{min(CBA)}(cm^2)$	vérification
V1	2	5.65	7,9	3,32	**CV**
V2	2	16.96	9,6	1,98	**CV**
V3	2	7.92	6,3	1,85	**CV**
V4	2	16.7	5,9	1,84	**CV**

Tab.V.19: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

V.4.2.1.1. Vérification des armatures à ELS :

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$\sigma_b MPa$	$\sigma_s' MPa$	$\sigma_b MPa$	$\sigma_s' MPa$	vérification
V1	2	1379,85	-6,69	5.65	5.65	2.5	37.5	15	201.63	CV
V2	2	970.41	90.17	16.69	16.69	2.3	35	15	201.63	CV
V3	2	708.99	-0.82	7.92	7.92	2.8	42.1	15	201.63	CV
V4	2	749.36	9.33	16.7	16.7	1.9	29	15	201.63	CV

Tab.V.22: Vérification des armateurs verticaux à ELS.

V.4.2.2. Armateurs horizontaux :

Niveau RDC :

voile	L(m)	$S(cm^2)$	$h(cm)$	$e(cm)$	$T(KN)$	$\tau_b MPa$	τMPa	$S_t(cm)$	A_{Choisi} (cm^2)
V1	2	200x20	323	20	190.48	0.28	5	15	2(25HA10=19.63)
V2	2	200x20	323	20	374.92	0.55	5	15	2(25HA10=19.63)
V3	2	200x20	323	20	100.83	0.15	5	15	2(25HA10=19.63)
V4	2	200x20	323	20	272.24	0.41	5	15	2(25HA10=19.63)

Tab . V.23. Calcul des armateurs horizontaux pour RDC.

V.4.3. 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 $\Phi_t \geq \emptyset_{vv3}$, $\emptyset_{vv}$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Armatures longitudinales ϕ_l	épingles ϕ_t
HA8 à HA16	HA6
H16	HA8

Tab . V.25. diamètre des armatures transversales.

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

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.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr = 40ϕ = 40 cm.

Exemple de ferraillage de voile :

Voile de RDC (V4)

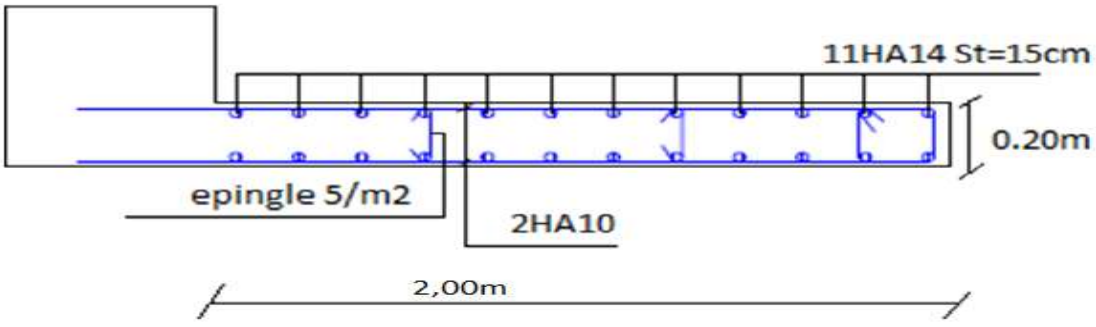


Fig. V.4 : ferraillage de voile V4.

VI.1. Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation à en générale plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Choix du type de fondation :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

Si la surface des semelles est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment. On peut réaliser des semelles filantes :

Si $\frac{\sum S_{smel}}{S_{batim}} \times 100 \geq 50\%$ Radier général.

Si $\frac{\sum S_{smel}}{S_{batim}} \times 100 \leq 50\%$ Semelles filantes.

.S *semelles* **:** La surface totale des semelles.

S_{batim} ; La surface du bâtiment S_{batim} =421.84 m²

$$\text{Si } \frac{308{,}86}{421{,}84} \times 100 = 73{,}22\% \geq 50\%$$

Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment.

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des

fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

VI.1. Surface nécessaire du radier:

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{batim}} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad S_{batim} \geq \frac{N}{\sigma_{max}}$$

N=G+Q =30885,57KN

$\sigma_{soL}=1bar$

On trouve : S≥218.27m²

La surface du bâtiment $S_{batim} = 421{,}84m^2$

Donc la surface totale du radier est 421,84 m².

VI.1. Dimensionnement :

VI.4.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L}{8} \leq h_1 \leq \frac{L}{5}$$

L : est la plus grande portée entre deux poteaux

66,25 cm ≤ h_1 ≤ 106 cm L=530 cm

$h_1 \geq 90cm$

VI.3.1.b. Condition de rigidité :

ON UTILISE un radier rigide => $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Le : Longueur élastique donnée par : $Le = 4\sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

K : Coefficient de rigidité du sol =40 MN/m³ (HENRY Thonier);

Conception et calcul des structures de bâtiment

E : Module de déformation=3,2 x 10^4MPa ;

I : Inertie du radier : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : Largeur du radier.

Introduisons les expressions (2) et (3) dans (1).Il en résulte

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}(\frac{2L}{\pi})^4}$$

$$h_2 = 77.29 \Rightarrow h_2 \geq 90cm$$

VI.3.1.c. Condition de non cisaillement :

Pour le panneau le plus défavorable

On a : L_x=4.55 m ; L_y=5.30 m

On sait que: Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$ =min ($\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_s}$; 4 Mpa) = 2,5 Mpa

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$; d = 0,9 h ; T=max ($T_{(x)}$; $T_{(y)}$) ; $h_3 \geq \frac{T}{0,9 \times b \times \overline{\tau_u}}$

Pour le panneau le plus défavorable :

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.92 \Rightarrow$ Le panneau travaille suivant deux directions

$$T = Max(T_x ; T_y)$$

$$T_x = q\frac{(L_x \times L_y)}{2L_y + L_x} \quad ; \quad T_y = q \times \frac{L_x}{3}$$

- Pour les panneaux de la dalle de forme régulière, on fait la vérification pour une bonde de « 1m » :

$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{42608,27}{421,84}$ = 101KN/m²

$q_s = \frac{N_u}{S_r} = \frac{30885,57}{421,84}$ = 73,22 KN/m²

- Généralement le pré dimensionnement d'une fondation se fait à l'ELS :

q_s = (Poids de la superstructure) + (charge d'exploitation)

$T_X = 73,22 \times \frac{(5,30 \times 4,55}{2 \times 5,30 + 4,55} = 116,55 KN/m$

$T_y = 73,22 \times \frac{5,30}{3} = 129,36 KN/m$

T=Max (T_x , Ty)=129,36KN/m

Il faut vérifier que :

$\tau_u^{max} = \frac{T}{0,9 \times b \times h} = \frac{129,36}{0,9 \times 1 \times 0,9} = 15,70 Mpa$

$h_3 \geq \frac{T_{maX}}{0,9 \times 1 \times 2,5 \times 1000} = 0,06m$

$h_3 \geq 6$ cm

$h_3 \geq 15.5cm$

VI.4.2. Dimensionnement des nervures :

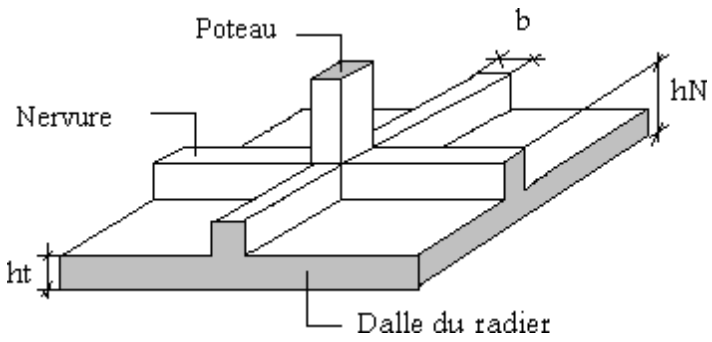


Fig.VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

Le radier est étudié comme un plancher renversé comportant un système de poutres (nervures) avec une hauteur égale à $\frac{L}{10}$ et une dalle pleine d'épaisseur égale à $\frac{L}{20}$.

Où ; L : la plus grande portée entre axes des poteaux

- Hauteur de poutre nervure :

$$h > \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 53m$$

-on prendra une nervure de section **(50*80) cm².**

- Epaisseur de la dalle :

$$e > \frac{L}{20} = \frac{530}{20} = 26.50cm$$

VI.2. ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se faitcomme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.5.1. Ferraillage de la dalle du radier :

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le panneau le plus sollicité,et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux

A-Identification du panneau le plus sollicité :

(Panneau de rive) L_x=4,55m L y=5,30m

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire(b=1m).

$S_{radier} = 421{,}84m^2$ $N_u = 42608{,}27KN$ $N_{ser} = 30885{,}57KN$

$q_u = \frac{N_u}{S_r} \times b = 101$KN/ml

$q_s = \frac{N_u}{S_r} \times b = 73{,}22$KN/ml

VI.5 : ferraillage du radier :

-Le calcul se fait pour une bonde de 1m.

-la fissuration est considérée comme préjudiciable.

VI.5.1:méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x.q.l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y .M_x$

-Moment en travée :(M_{tx}=0,85M_x ;M_{ty}=0,75.M_y).

-Moment sur appuis :(M_{ax}=0.5.M_x ;M_{ay}=0.5.M_y).

$q_u=\sigma_m = 1{,}01bar$

$q_S=\sigma_{_m}$=0,7322bar

VI.5.2. : Détermination des efforts :

-Les efforts à L'ELU ν = 0 :

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x-x				Sens y-y			
			μ_x	M_x kNm	M_{tx} kN.m	M_a KNm	μ_y	M_y kNm	M_{ty} kNm	M_a kNm
4,55	5,30	0,86	0.0496	103 ,71	88,15	51 ,86	0,7052	73,14	62,17	36,57

Tab VI.1 : Détermination des efforts à L'ELU

-Les efforts à L'ELS ν = 0.2 :

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x-x				Sens y-y			
			μ_x	M_x kNm	M_{tx} kNm	M_a KNm	μ_y	M_y kNm	M_{ty} kNm	M_a kNm
4,55	5,30	0.86	0,0566	85,80	72,93	42,90	0,7933	68,07	57,86	28,93

Tab VI.2 : Détermination des efforts à L'ELS

VI.6.Calcul des armatures :

En prend un exemple de calcul :

.a): E.L.U:

Sens (x-x):

- **En travée :** $M_{tx} = 88{,}15\ KN.m$;d=45cm ; b=100 cm ; $\sigma_{bc} = 14{,}2\ Mpa$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d_x^2.\sigma_{bc}} = 0.031 < \mu_{AB} = 0.186 \Longrightarrow poivot\ A \Longrightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \dfrac{f_e}{\delta_s} = \dfrac{400}{1.15} = 348MPa \end{cases}$$

$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2u} = 0{,}031$

$$A_{cal} = \beta_\mu \times b \times d \times \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.031 \times 100 \times 45 \times \frac{14.2}{348} = 5{,}72cm^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b.h}{1000}\ ;\ 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \max\{5cm^2;\ 5{,}43cm^2\} = 5{,}43cm^2$$

$A_S = \max(A_{cal}\ ;\ Amin) = 5{,}72cm^2$

Le choix est: **7HA12** ($A_s = 7{,}91\ cm^2/ml$) ;

.b: ELS:

- On va vérifier les conditions suivantes : $\begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} \\ \sigma_s = 15 \times k \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s\,(fissuration) \end{cases}$

Sens (x-x) :

- **En travée:** $M_{tx}^{ser} = 72{,}93\ KN.m$

Pour le sous-sol la fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min\left\{\frac{2}{3} \times f_e\,;\max\left(0{,}5 \times f_e\,;110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)\right\}$$

Pour $\eta = 1{,}6$; $f_e = 400\,\text{MPa}$; $f_{t28} = 2{,}1\,\text{MPa}$

On adopte : $\overline{\sigma}_s = \min\{266{,}66;\max(200;201{,}63)\} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201{,}63\,\text{MPa}$

- **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \times A_s}{b} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{b \times d}{7{,}5 \times A_s}} \right) - 1 \right] = \frac{15 \times 7{,}91}{100} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 45}{7{,}5 \times 7{,}91}} \right) - 1 \right]$$

y=10,33cm

- **Moment d'inertie :**

$$\mathbf{I} = \frac{b \times y^3}{3} + \mathbf{15} \times \boldsymbol{A_s} \times (\boldsymbol{d} - \boldsymbol{y})^{\mathbf{2}} = \mathbf{54773,57} \boldsymbol{cm^4}$$

Donc : $k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{72{,}93 \times 10^5}{54773{,}57} = 0{,}133$

$\sigma_{bc} = k \times y = 0{,}133 \times 103{,}3 = 13{,}75 MPa$

$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times 0.133 \times (45 - 10{,}33) \Longrightarrow \sigma_s = 69{,}17 MPa$

$\sigma_{bc} = 13{,}75 MPa \leq \sigma_s^- = 15\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots condition\ verifier$

$\sigma_{bc} = 69{,}17\ MPa \leq \sigma_s^- = 201.63\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots condition\ verifier$

Donc le ferraillage à l'ELU est maintenu

	X-X		Y-Y	
	Travée	**Appuis**	**Travée**	**Appuis**
A cal (cm²)	5,72	3,31	4,67	4,06
A min (cm²)	5,43	5,43	5,43	5,43
A adoptée	**7HA12**	**7HA12**	**7HA12**	**7HA12**

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif du ferraillage de radier

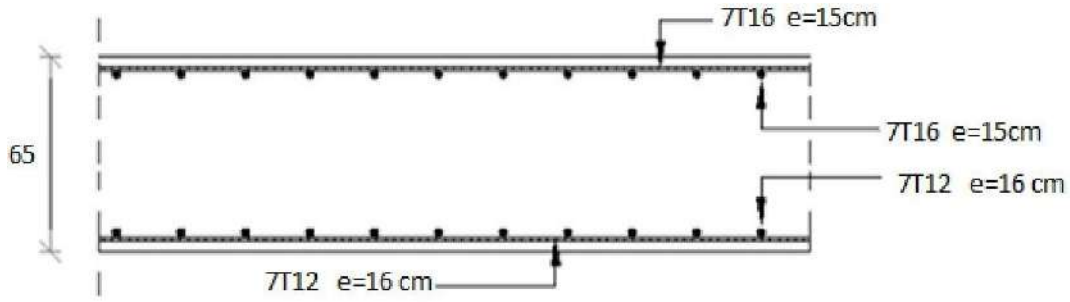


Fig.VI.2 : Ferraillage de la Dalle du Radier.

VI.7 Ferraillage des nervures :

a- Calcul des efforts : Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91)

$M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

En appui : $M_a = 0.5M_0$

VI.7.1 Calcul des armatures à ELU :

b=50cm ; h=80cm ; d=75cm

Sens (x-x) :

L=5,30m; qu=101kN/ml $M_0 = \frac{PL^2}{8}$=354,64KN.m

	M (KN.m)	μ	β	A calculé (cm²/ml)	A choisie (cm²)
En travée	301,44	0.075	0,96	11,67	**8HA20=25.13**
aux appuis	150,72	0,043	0,98	5,89	**8HA16=16.08**

Tab.VI.4 : Les résultats du ferraillage de nervure suivant (x-x).

Sens (Y-Y) :

L=4.55m ; qu=101kN/ml $M_0 = \frac{PL^2}{8}$=KN.m

	M (KN.m)	μ	β	A calculé (cm²/ml)	A choisie (cm²)
En travée	217,31	0,054	0,97	8,58	**8HA20=25.13**
aux appuis	108,65	0,027	0,99	4,20	**8HA16=16.08**

Tab.VI.5 : Les résultats du ferraillage de nervure suivant (y-y)

VI.7.2 Vérification de ferraillage à l'ELS :

q_{ser} =73,22kN/ml

		Mser (KN.m)	$A_{choisir}$ (cm²)	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	vérification
Suivant X	**En travée**	218,53	25.13	160.73	201.63	4.43	15	CV
	aux appuis	109,26	16.08	124.74	201.63	2.60	15	CV
Suivant Y	**En travée**	161,06	25.13	160.73	201.63	4.43	15	CV
	aux appuis	80,83	16.08	124.74	201.63	2.60	15	CV

Tab.VI.7: vérification des contraintes

- **Vérification de l'effort tranchant:**

$$T_{max} = \frac{q \times L_x L_y}{2L_y + L_x} = \frac{101 * 4.55 * 5.3}{(2 * 5.3) + 4.55} = T_{max} = 159{,}17$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = \frac{159{,}17 * 10^3}{1000 * 540} = 0{,}29\ MPa$$

$$\overline{\tau} = \min\left\{0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma b}, 4MPa\right\} \; ; \quad \overline{\tau} = \min\{2;4MPa\}$$

τ_u =0,29 Mpa≤ $\overline{\tau}$ =2Mpa……CV

e-Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses . Pour les bâtiments courant on a 3 cm² / m pour les armatures de peau

H=80 cm $A_p = 3 \times 0.8$=2,4cm²

On adopte **2T14=3.08cm²**

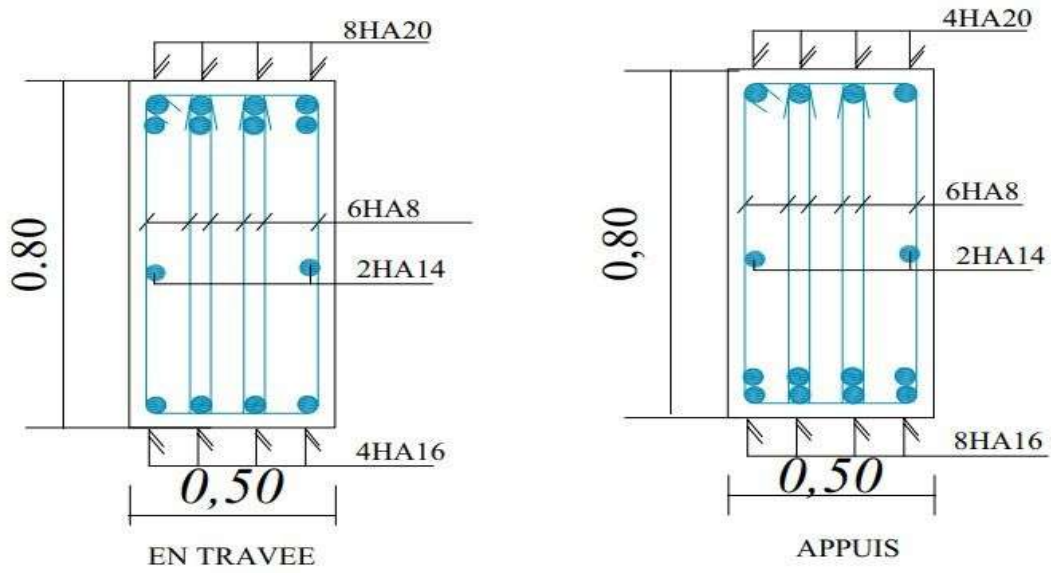


Fig.VI.3 : Ferraillage des nervures.

VII.8.2. PRE DIMENSIONNEMENT :

D'après le règlement RPA99 V-2003 les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

b =45

h =40

VI.8.3 FERRAILLAGE :

- **Etat limite ul*time :***

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à :

$F= N_u^{max}/\alpha$ >20kN (RPA 99 V 2003)

α: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{max} : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

N_u^{max} : 1289,58kN

F = 1289, 58/12 = 107, 47 >20 kN ….ok

$A_s = F/\sigma_s = 107,47/348 = 3,09\ cm^2$

- ***Etat limite service* :**

Si la fissuration est considérée comme pré judiciable :

$$\sigma_a = \min(2/3\ f_e ; 150\eta)$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = 240Mpa ; N_{ser} = 936,35$$

$$\sigma_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / A_s \leq \sigma_a$$

$$\Rightarrow A_s = (N_{ser} / \alpha)/ \sigma_a = (936,35/12). /240 = 3,9cm^2$$

VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :

$A_s \geq b.d.f_{t28}/f_e$

$f_{t28} = 2,1Mpa$

$f_e = 400\ Mpa$

$d=0.9h = 36cm$

$b = 45\ cm$

$A_s \geq 45.36.2,1 /400$

$A_s = 8,50cm^2$

- **Recommandation de l' RPA 99 V-2003** *:*

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 ٪ de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$S_t \leq \min(20cm, 15\ \Phi_L)$$

Donc $A_s = 0.006(45x40) = 10,8cm^2$

On adopte 8T14 avec $As = 12,32\ cm^2$

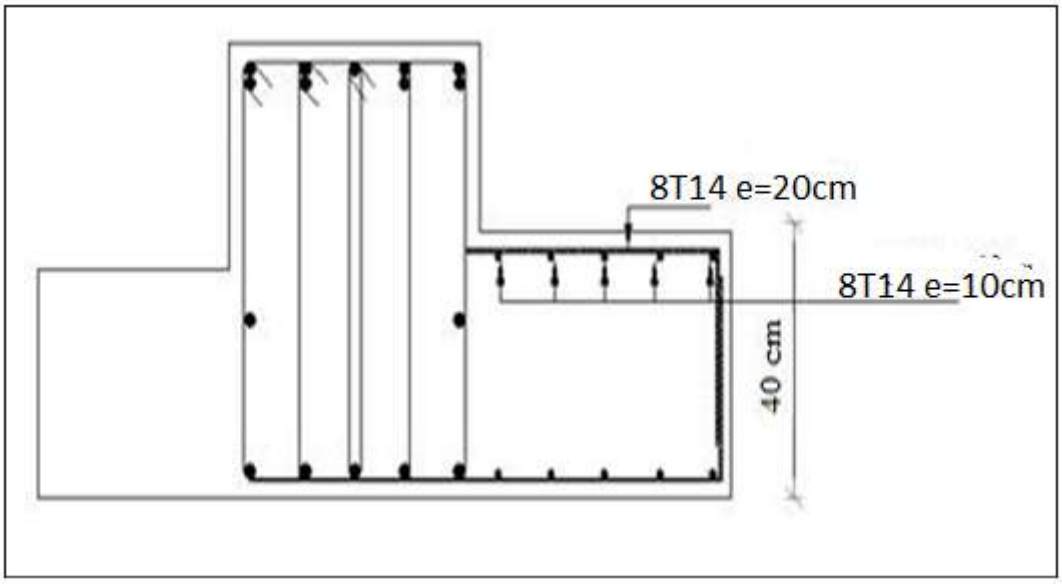


Fig.VI.4 : Ferraillage des débords.

Conclusion générale

L'étude de cette structure nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la règlementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferraillage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre.

- Afin d’éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces dernier ont été ferraillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
- Afin d’éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, l’économie est un facteur très important qu’on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d’acier dans les éléments résistants de l’ouvrage, tout enrespectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

✓ Documents réglementaires :

[1] : Règles parasismiques Algériennes « RPA99 version 2003 ».

[2] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ».

[3] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armésuivant la méthode des états limites « BAEL91 révisées 99 ».

[4] : Charges permanentes et charges d'exploitations « D.T.R-B.C.22 ».

✓ Logiciels :

- Robot Structural Analysis Professional 2010 : Pour la modélisation de la structure .
- AUTOCAD 2013 : Pour les dessins des plans.