REPUBLIAUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en sous/sol+RDC +6 Etages

Usage : Habitation + commerce

Etudié :

KALACHE mohamed

BOUDJETTOU Sidali

Proposé et Dirigé par

- KALLOU amel

Promotion Juin 2021

Remerciements

Avant tout nous tenons à remercier dieu de nous avoir guidé et accordé sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

Aussi, Nous remercions en particulier notre promoteur Mme.KALLOU Amel, KHELLADI Mohamed, pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

I.1 Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur d'estimer et juger ce travail.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide, patiences leur compréhensions et leur encouragement.

Dédicace

Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours…

Je dédie ce modeste travail à mon cœur, « ma mère » qui m'a encouragé et soutenus tout le long de mes études.

A celui qui m'a toujours dirigé, aidé et encouragé à fin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui à toujours souhaité me voir à la hauteur, « mon père ».

A mon frère Salah Edin et mes sœurs …

A tous ma famille…

A Mon binôme BOUDJETTOU Sidali.

A tous mes amis…

En fin, je remercie Mr TCHOKRTCH belkacem, Oussama, Nadjib ,k.asma ,Rafik, Yacine, Azzo, zerga, qui ont contribués pour réaliser ce travail.

K.MOHAMED

Dédicace

Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours…

Je dédie ce modeste travail à mon cœur, « ma mère » qui m'a encouragé et soutenus tout le long de mes études.

A celui qui m'a toujours dirigé, aidé et encouragé à fin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui à toujours souhaité me voir à la hauteur, « mon père ».

A mon frère Djilali …

A tous ma famille…

A Mon binôme KALACHE Mohamed .

A tous mes amis…

En fin, je remercie Mr TCHOKRTCH belkacem, D.Ines, Oussama,Rafik, Yacine, Azzo, zerga , khaled, Aziz, Bilal, qui ont contribués pour réaliser ce travail.

B.Sidali

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري وإداري تتألف من طابق ارضي+6 طوابق + طابق سفلي، يتم انجازها بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل

(RPA99 version2003)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة العارضات، الأعمدةوالجدران خرسانية مسلحة. دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (SAP2000.v23) .

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر

(RPA 99 version 2003, CBA 93)

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial et administratif de R+6 étages+ un sous-sol qui sera implantée dans la wilaya Blida, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000.V23).

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir (CBA 93, RPA99 version 2003).

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use and office use ofR+6 floors +one underground which will be located in Blida, classified in zone III according to the Algerian seismic code(RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (SAP 2000.V23).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (CBA 93, RPA99 version 2003).

SOMMAIRE

Capitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :……...…….1

I.2 Présentation de l'ouvrage : ……...……1

I.3 Caractéristique de l'ouvrage : ……...1

I.4 Caractéristiques géométriques : ……...……1

I.5 Ossature : …….…….…….2

I.6 Les Planchers :……...……...……... 2

I.7 Escaliers :…….. 2

I.8 Terrasse : ……...2

I.9 Ascenseurs :…….. 2

I.10 Maçonnerie : ……...2

I.11 Infrastructure : ……...…….3

I.12 Les propriétés des matériaux :……... 3

I.12.1 Béton : Selon le [CBA93] :……...3

I.13 Acier : ……..…….6

I.13.1 Limites élastiques : ……...6

I.13.2 Contrainte de calcul [1] : ……..6

I.14 Hypothèses de calcul aux états limites : ……..9

I.14.1 Hypothèse de calcul à l'ELU : …….9

I.14.2 Règle des trois pivots [1] : ……...……9

I.14.3 Hypothèse de calcul à l'ELS : ……10

Capitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction:…….…. 11

II.2 Pré dimensionnement des planchers : ……11

II.2.1 Plancher en corps creux : ……...11

II.2.2 Planchers à dalle pleine :…… 12

II.3 Evaluation des charges et surcharges [3] :…….…… 13

II.3.1 Charges permanentes : ……...14

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible : ……..14

II.3.1.2 Plancher de l'étage courant :……...15

II.3.1.3 Maçonnerie : ……...17

II.3.2 Charges d'exploitation :[3] : DTR.B.C.2.2] :…….18

II.4 Pré dimensionnement des poutres : ……19

II.4.1 Exemple de calcul : ……20

II.5 Pré dimensionnement des voiles :…… 21

II.6 Les poteaux :…….. 22

II.6.1 Choix du poteau le plus sollicité : ……26

II.6.2 Calcul des différents poids : ……26

II.6.3 Charge d'exploitation : ……26

II.6.5 Choix des sections des poteaux le plus sollicités :…… 29

II.6.6 Vérification de critère de résistance : ……29

II.6.7 Vérification du critère de l'effort normal réduit : ……31

II.6.8 Le choix final des sections des poteaux : ……..32

Capitre III :Calcul des éléments secondaires

III.1 ACROTERE :…… 33

III.1.1 Introduction :…… 33
III.1.2 Calcul les efforts : ……..33
III.1.2.1 Evaluation des charges et surcharges :……... 33
III.1.3 Ferraillage : ……34
III.1.4 Ferraillage de l'acrotère :……... 37
III.2 ETUDE DES PLANCHERS :……... 38
III.2.1 Introduction : ……38
III.2.2 Plancher en corps creux :……... 38
III.2.2.1 Etude des poutrelles : ……..38
III.2.2.2 Calcul des poutrelles : ……39
III.2.2.3 Calcul des planchers : ……40
III.2.2.4 Diagrammes des efforts interne : ……40
III.2.2.4.2 Calcul du ferraillage : ……44
III.3 LA DALLE PLEINE :…… 51
III.3.1 Dalle reposant sur quarte appuis :…….. 52
III.3.1.1 Evaluation des charges : ……52
III.3.1.2 Calcul des moments : ……..52
III.3.1.3 Ferraillage de la dalle :……... 52
III.3.1.4 Espacement : ……...53
III.3.1.5 Condition de non fragilité : ……53
III.3.1.6 Calcul des armatures transversales : ……...54
III.3.1.7 Vérification a l'ELS : ……54
III.3.1.8 Vérification de la flèche :……... 55
III.4 BALCON :…….. 56
III.4.1 Introduction : ……..56

III.4.2 Evaluation des charges:…….. 56
III.4.3 Schéma statique :……... 57
III.4.4 Combinaison des charges : ……57
III.4.5 Calcul des efforts internes : ……57
III.4.6 Calcul de ferraillage:…….. 57
III.4.7 Vérifications :…….58
III.4.7.1 Condition de non fragilité :……. 58
III.4.7.2 Vérifications de l'effort tranchant:…….. 58
III.4.7.3 Vérifications de l'ELS: ……58
III.4.7.3.1 Vérification des contraintes: ……..58
III.4.7.3.2 Vérification de la flèche : ……..59
III.5 L'ESCALIER :…….. 59
III.5.1 Les éléments d'un escalier :……... 59
III.5.2 Dimensionnement : ……60
III.5.2.1 Vérification de l'équation de « BLONDEL » :……. 60
III.5.2.2 Détermination de l'épaisseur de la paillasse : ……60
III.5.3 Evaluation des charges et surcharges : ……..61
III.5.3.1 Palier :……. 61
III.5.3.2 Paillasse :…… 61
III.5.4 Schéma statique : ……...62
III.5.5 Combinaison des charges : ……62
III.5.6 Calcul des armatures :…… 62
III.5.6.1 Espacement : ……...63
III.5.6.2 Armature de répartition : ……63
III.5.6.3 Condition de non fragilité :……. 63
III.5.6.4 Effort tranchant : …….63

III.5.7 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : ……..64

Capitre IV: Etude dynamique

IV.1 Introduction :…….67

IV.2 Etude sismique :…… 67

IV.2.1 Modélisation de rigidité : ……...67

IV.2.2 Modélisation de la masse : …….67

IV.3 Choix de la méthode de calcul :…… 68

IV.3.1 La méthode statique équivalente : ……..68

IV.3.2 La méthode modale spectrale : ……..68

IV.4 Résultats de l'analyse sismique : ……..73

IV.4.1 Modèle initial : ……...73

IV.4.2 Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :…… 73

IV.4.3 Résultantes des forces sismiques :……. 75

IV.4.4 Vérification des déplacements inter étage : ……...75

IV.4.4.1 Vérifications du critère de l'effort normal réduit :……. 76

IV.4.4.2 Vérification des conditions du facteur de comportement R :……. 76

IV.4.4.3 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :…… 77

Capitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Introduction :…….. 79

V.2 Ferraillage des poteaux : …….79

V.2.1 Combinaison d'action : ……..79

V.2.2 Recommandation selon RPA99 version 2003 :……. 80

V.2.3 Choix des armatures : …….81

V.2.4 Vérification De L'effort Tranchant :…….. 82

V.2.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement : ……82
V.2.5 Ferraillage transversal des poteaux : ……..84
V.2.6 Longueur de recouvrement :…….. 85
V.2.7 Schéma de ferraillage des poteaux : ……...86
V.3 Ferraillage des poutres :…….. 87
V.3.1 Introduction : ……..87
V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :…… 87
V.3.3 Calcul de ferraillage : ……87
V.3.3.1 Sens porteur 30x45 : ……...88
V.3.3.2 Sens non porteur 30x40 : ……89
V.3.4 Choix des armatures : ……89
V.3.4.1 Sens porteur 30x45: ……89
V.3.4.2 Sens non porteur 30x40 : ……90
V.3.5 Condition de non fragilité : ……90
V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS : ……91
V.3.6.1 Sens porteur30x45 : ……91
V.3.6.2 Sens non porteur30x40 : ……91
V.3.7 Vérification de l'effort tranchant : ……91
V.3.7.1 Vérification de la contrainte de cisaillement : ……91
V.3.8 Calcul des armatures transversales :…….. 92
V.3.9 Vérification de la flèche :……... 93
V.3.10 Schéma de ferraillage des poutres :……... 94
V.4 Ferraillage des voiles : ……96
V.4.1 Ferraillage des trumeaux :…….. 97
V.4.1.1 Calcul des armatures verticales : ……97

V.4.1.1.1 Vérification des contraintes normales à L'ELS [2] :…….. 98

V.4.1.1.2 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC [1] : ...99

V.4.1.2 Calcul des armatures horizontales : ……99

V.4.1.3 Armatures d'attache : ……..100

Capitre VI : Calcule de L'infrastructure

VI.1 Introduction :……101

VI.2 Connaissance du site et du sol :…….101

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle :……101

VI.4 calcul des semelle isolées……..…103

VI.4.1 Dimensionnement des semelle isolées……..103

VI.4.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles……103

VI.5 Calcul des semelles filantes ……104

VI.5.1 Dimensionnement des semelles filantes :……105

VI.5.2 Vérification de la stabilité au renversement [1]……..106

VI.5.3 Vérification de poinçonnement de semelle filante :……..……..106

VI.5.4 Ferraillage des semelles filantes :……107

VI.5.4.1 Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux :……...107

VI.5.4.2 Semelle filante (continue) sous un voile :……108

VI.5.5 Pré dimensionnement de la poutre de libage :……109

VI.5.6 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage [2] :……109

VI.5.7 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU [2] :……109

VI.5.8 Ferraillage Poutre de libage :……..…110

VI.5.8.1 Armature calculée en travée et en appuis :……110

VI.5.8.2 Armatures choisis en travées et en appui :…….111

VI.5.8.3 Vérification des contraintes normales a L'ELS [2] :……111
VI.5.8.4 Armature transversales :……111
VI.5.8.5 Vérification de la flèche a L'ELS [2] :……112
VI.5.8.6 Armatures de peau [2] :……112
VI.6 Ferraillage des voiles périphériques :……112
VI.6.1 Calcul de la poussée des terres :……113
VI.6.2 Calcul de ferraillage a l'ELU :……113
VI.6.3 Vérification des contraintes normales à l'ELS [2] :…… 113
VI.6.4 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU[2] :……113

Liste des tableaux

Tableau I.1:Hypothèses de calcul béton 4
Tableau I.2 :Les types d'aciers utilises et leurs nuances. 7
Tableau II. 1:Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux. 14
Tableau II.2:Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine. 15
Tableau II.3:Charge due aux plancher à corps creux de niveau courant. 16
Tableau II.4:Charge due aux plancher à dalle plein de niveau courant. 16
Tableau II.5:Charge due aux plancher à dalle plein de balcon. 17
Tableau II.6:Charge permanente du mur extérieur à double cloison. 17
Tableau II.7:Charge permanente du mur intérieur à simple cloison. 18
Tableau II.8:Charge permanente du mur intérieur à simple cloison 19
Tableau II.9:Dégression des surcharges pour poteau le plus sollicité. 27
Tableau II.10:Descente de charge du poteau le plus sollicité. 28
Tableau II.11:Choix des sections des poteaux centraux. 29
Tableau II.12:Vérification de critère de résistance des poteaux centraux. 30
Tableau II.13:Vérification de critère de résistance avec augmentation des dimensions des 30
Tableau II.14:Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit. 31
Tableau II.15:Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux centraux. 32
Tableau II.16: Tableau comparatif des sections des poteaux……...32
Tableau III.1:Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS 34
Tableau III.2:Paramètre de calcul. 34
Tableau III.3:Résultat de ferraillage à I'ELU et vérification à I'ELS 35
Tableau III.4:Vérification section partiellement comprimes. 36
Tableau III.5:Récapitulation du calcul des sections d'armatures entravée. 44
Tableau III.6:Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis 45
Tableau III.7:vérification à l'ELS. 47

Tableau III.8:calcul de la flèche.....49
Tableau III.9:Ferraillage de la dalle pleine 53
Tableau III.10:Vérification des contraintes à l'ELS 54
Tableau III.11:charges qui agissent sur les balcons.....56
Tableau III.12:Combinaison des charges.....57
Tableau III.13:Calcul des efforts internes.....57
Tableau III.14:Ferraillage du balcon.....57
Tableau III.15:Vérification des contraintes du balcon.....59
Tableau III.16:Charges permanentes du palier de repos.....61
Tableau III.17:Charge permanent de la paillasse.....61
Tableau III.18:Combinaison des charges de l'escalier. 62
Tableau III.19:Ferraillage des escaliers. 63
Tableau III.20:Vérification des contraintes. 65
Tableau III.21:Vérification de la flèche de l'escalier. 66
Tableau IV.1:Facteur de qualité.....72
Tableau IV.2:Participation massique du modèle initial.....74
Tableau IV.3:Vérification des déplacements inter étages du 1er modèle.....76
Tableau IV.4:Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés.....76
Tableau IV.5:Vérification l'effet p-Δ. 78
Tableau V.1:Caractéristiques du béton et de l'acier.....79
Tableau V.2:Ferraillages des poteaux carrées situation durable (Nmax, Mcorr). 80
Tableau V.3:Ferraillages des poteaux carrées situation durable (Mmax, Ncorr). 81
Tableau V.4:Ferraillages des poteaux carrées situation durable (Nmin, Mcorr).....81
Tableau V.5:Choix des armatures des poteaux carrées. 81
Tableau V.6:Vérifications des contraintes pour les poteaux carrées. 82
Tableau V.7:Vérification des contraintes pour les poteaux carrées.....82
Tableau V.8:Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.....84
Tableau V.9: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés 85
Tableau V.10:Choix des armatures transversales pour les Poteaux carrées. 85

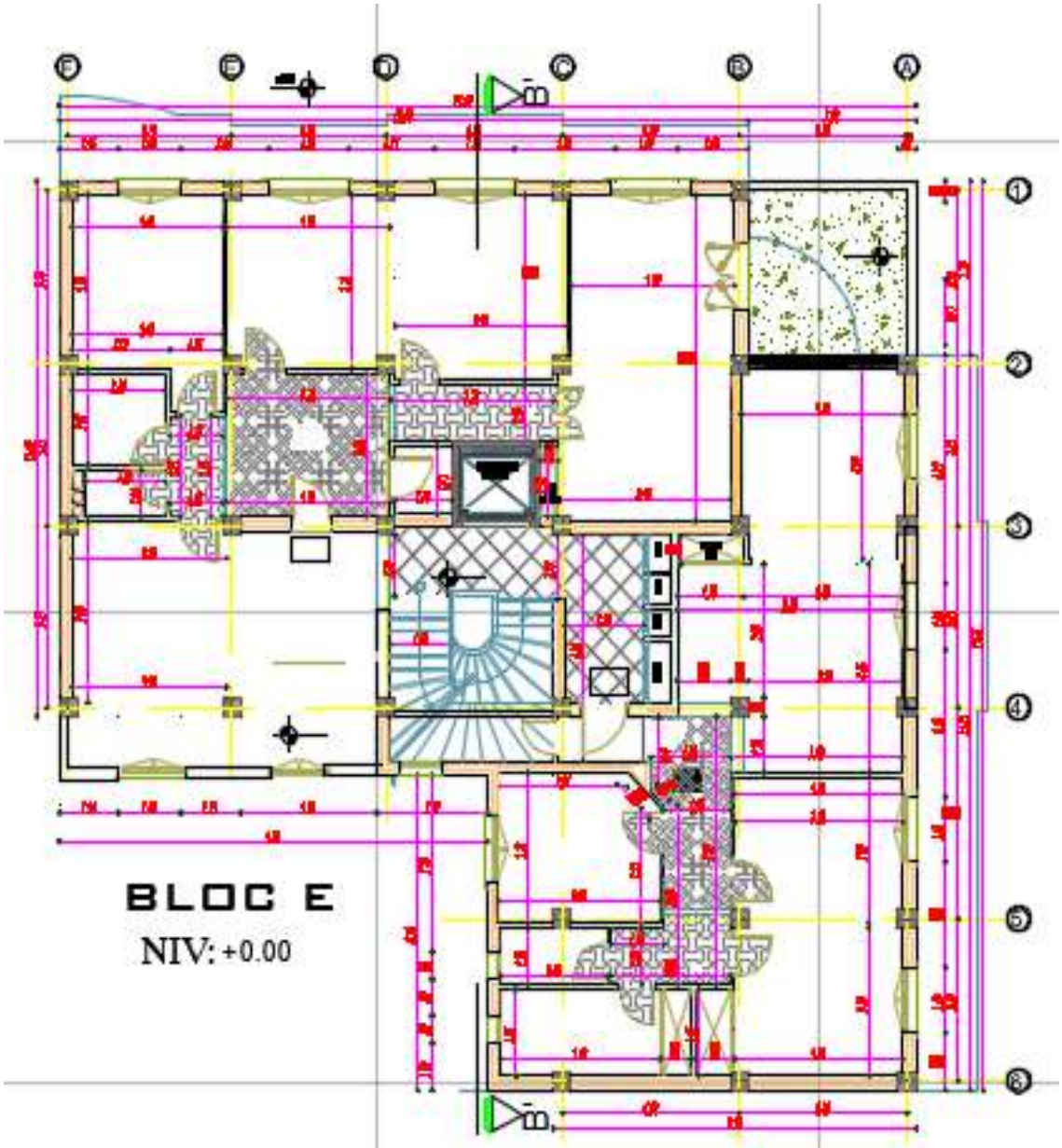
Tableau V.11:Ferraillage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle).....88
Tableau V.12:Ferraillage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle).....89
Tableau V.13:Ferraillage des poutres porteuses 30x40 (situation accidentelle).....89
Tableau V.14:Ferraillage des poutres porteuses 30x40 (situation accidentelle).....89
Tableau V.15:Choix des armatures pour les poutres porteuses30x45. 90
Tableau V.16:Choix des armatures pour les poutres non porteuses. 90
Tableau V.17:Vérification de la condition de non fragilité. 90
Tableau V.18:Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS. 91
Tableau V.19:Vérification des poutres non porteuse 30x40 à l'ELS. 91
Tableau V.20:Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x50.....92
Tableau V.21:Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur 30x40.....92
Tableau V.22:Calcul des armatures transversales. 93
Tableau V.23:Tableau récapitulatif du calcul de la flèche. 94
Tableau V.24:La section calculée d'armatures verticales des voiles.....98
Tableau V.25:La section choisie d'armatures verticales des voiles. 98
Tableau V.26:Vérification des contraintes normales des voiles. 98
Tableau V.27:Vérification des contraintes de cisaillement des voiles. 99
Tableau V.28:La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles. 99
Tableau VI.1:Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 103
Tableau VI.2:Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 106
Tableau VI.3:Vérification de renversement des semelles filantes. 106
Tableau VI.4:Vérification de poinçonnement de la semelle filante. 106
Tableau VI.5:Choix de méthode de calcul 107
Tableau VI.6:Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 107
Tableau VI.7:Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 108
Tableau VI.8:Vérification de méthode de calcul. 108
Tableau VI.9:Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles. 108
Tableau VI.10:Armature de répartitions de la semelle filante sous voiles. 109
Tableau VI.11:Pré dimensionnement des poutres de libage. 109

Tableau VI.12:Vérification de Poinçonnement des poutres de libage.....109
Tableau VI.13:Vérification de cisaillement des poutres de libage. 110
Tableau VI.14:Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage. 110
Tableau VI.15:Ferraillage longitudinal des poutresde libage. 111
Tableau VI.16:Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis. 111
Tableau VI.17:Vérification des contraintes normales des poutres de libages. 111
Tableau VI.18:Armateurs transversales. 111
Tableau VI.19:Vérifications préliminaire de la flèche. 112
Tableau VI.20:Vérification de la flèche de poutre de libage. 112
Tableau VI.21:Tableau des données. 113
Tableau VI.22:Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique. 113
Tableau VI.23:Vérification des contraintes normales de voile périphérique. 113
Tableau VI.24:Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique. 114

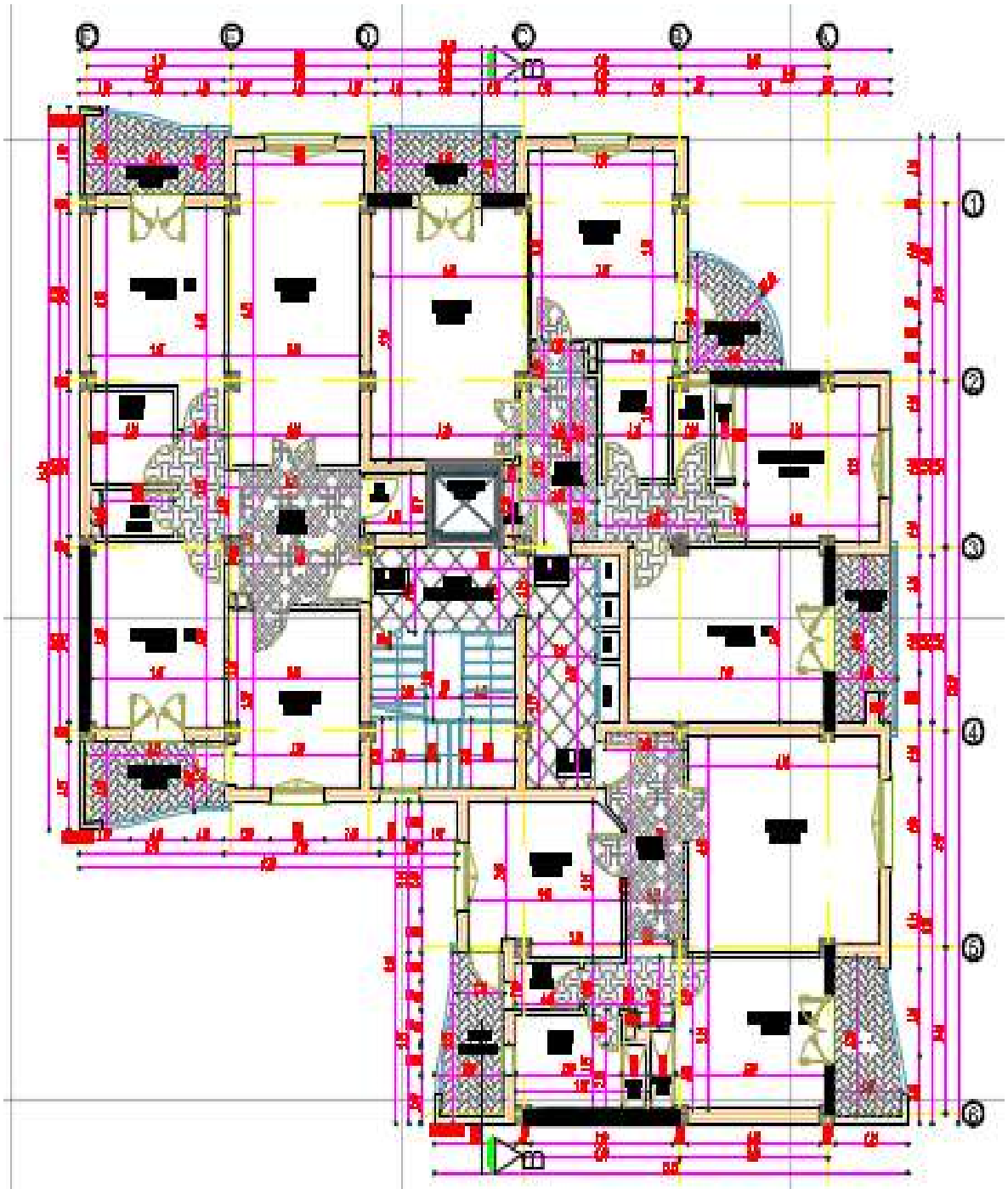
Liste des figures

Figure I .1:Diagramme contraintes – déformations à l'ELU 5
Figure I .2:Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS. 6
Figure I .3:Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U. 9
Figure I .4:Règle des trois pivots. 9
Figure II .1:Dispositions des poutrelles. 12
Figure II .2:Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux. 14
Figure II .3:Coupe verticale du plancher terrasse à dalle plein. 14
Figure II .4:Coupe verticale du plancher courant à corps creux. 15
Figure II .5:Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine. 16
Figure II .6:Constituants d'un mur extérieur. 18
Figure II .7:Constituants d'un mur intérieur. 18
Figure II .8:Schéma du voile. 21
Figure II .9:Schéma statique de la descente de charge. 25
Figure II .10:Vue en plan « Types de Poteaux » 25
Figure II .11:Le poteau le plus sollicité. 26
Figure III .1 : schéma et dimensions de l'acrotère. 33
Figure III .2 : ferraillage de l'acrotère. 37
Figure III.3 : dimension de corps creux 38
Figure III.4 : dimension d'une poutrelle 39
Figure III .5 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à cinq (5) travées 41
Figure III 6 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à quatre (4) travées 42
Figure III 7 :Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à deux (2) travées. 43
Figure III 8 :Ferraillage des poutrelles en travée, et en appuis. 51
Figure III 9 :Dalle pleine reposant sur 4 appuis 51
Figure III 10 :Ferraillage de la dalle de compression Ferraillage sensé X-X 55
Figure III 11 :Ferraillage de la dalle de compression Ferraillage sensé y-y 56

Figure III 12 :Schéma statique du balcon. 57
Figure III 13 :Dimensions de l'escalier deux volé.....59
Figure III 14 :Schéma statique de l'escalier. 60
Figure III.15 :Schéma statique de l'escalier. 62
Figure III16 :Ferraillage des escaliers étage courant 66
Figure IV.1:Spectre de réponse.....69
Figure IV.2:Vue en plan du 1er modèle.....73
Figure IV.3:Comportement des trois modes. 74
Figure IV.4:Evaluation des effets du second ordre.....77
Figure V.1:Poteau carrée Sou sol +RDC. 86
Figure V.2:Poteau carrée 1èr , 2éme et 3éme étages 86
Figure V.3:Poteau carrée 4éme, 5éme et 6éme étages.....86
Figure V.4: Disposition des Poutres. 88
Figure V.5:Poutre porteuse 30x45 étage bureau.....94
Figure V.6:Poutre porteuse 30x45 étage courant.....94
Figure V.7:Poutre porteuse 30x45 Terrasse.....95
Figure V.8:Poutre non porteuse 30x40 étage bureau.....95
Figure V.9:Poutre non porteuse 30x40 étage courant.....95
Figure V.10:Poutre non porteuse 30x40 Terrasse.....95
Figure V.11:Types des voiles a ferraillé. 96
Figure V.12 Disposition des voils.....97
Figure V.13:exemple Ferraillage Voile au au niveau RDC. 100
Figure V.14:Exemple de Ferraillage Demi Voile. 100
Figure VI.1: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. 102
Figure VI.3:Les bulles de pression sous la semelle. 104
Figure VI.4:Semelle Filante sous plusieurs poteaux sens y.....105
Figure VI.5:Semelle Filante sous plusieurs poteaux sens x. 105
Figure VI.6:ferraillage semelle fillante. 108

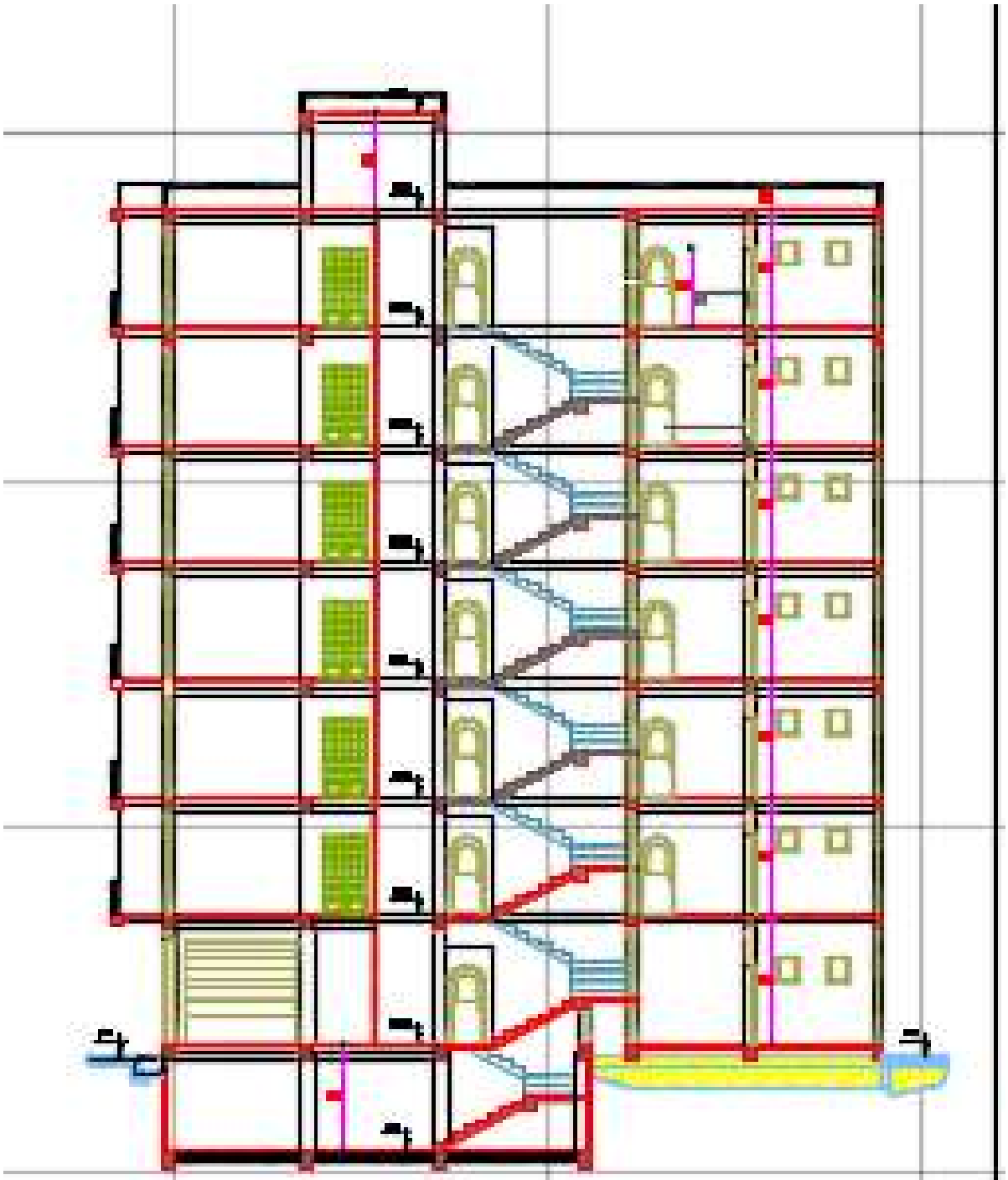


PLAN RDC NIV +/-0.00

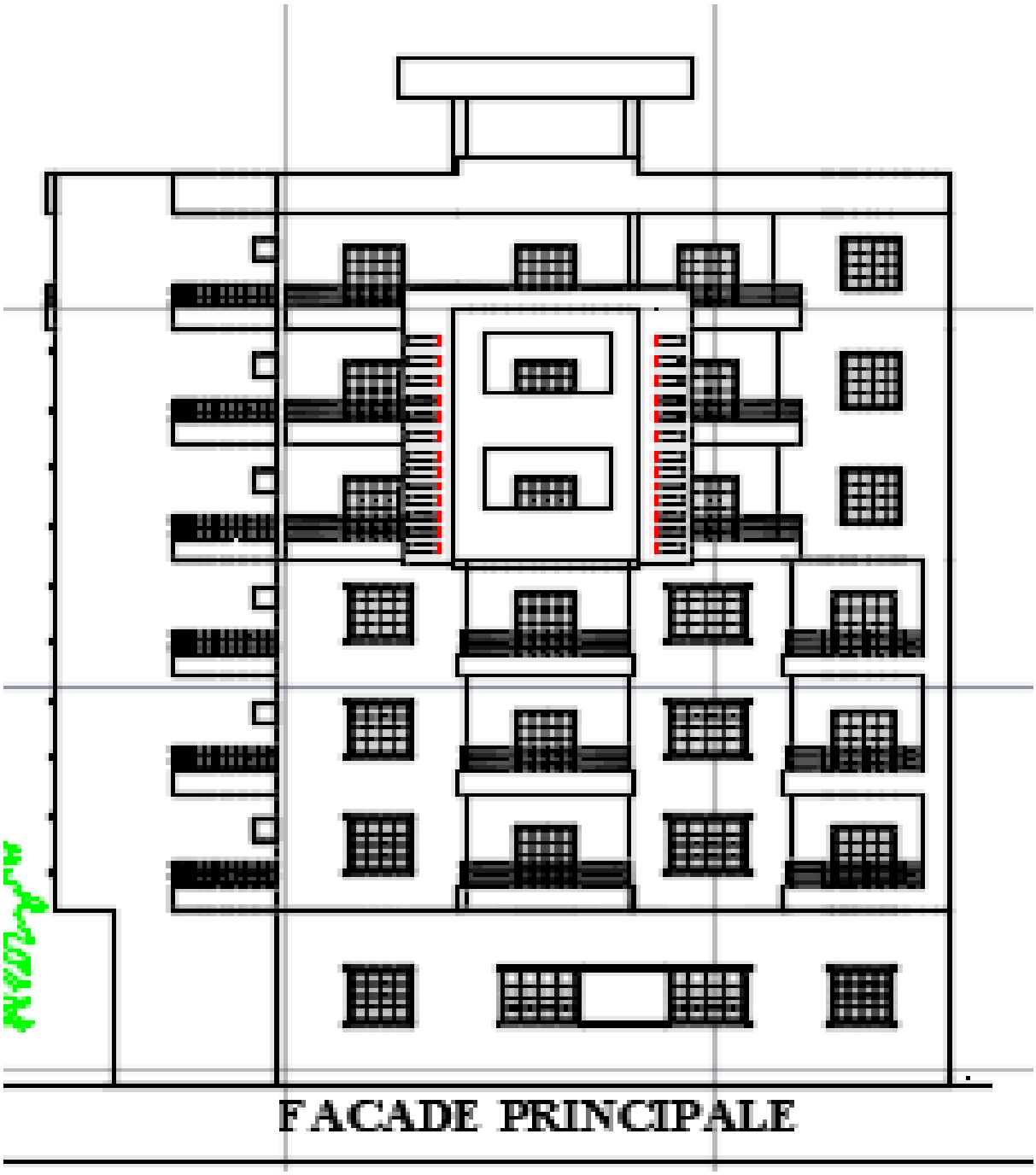


PLAN ETAGE COURANT

NIV: +5.95/+8.84/+11.73/+14.62



COUPE B-B



FACADE PRINCIPALE

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à une grande activité et risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d`une rigidité et d'une résistance suffisantes vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces +bureau+ habitations) en R+6+S.S, il est contreventé par un système mixte (voiles-portique).

Le contenu de notre mémoire consiste, en premier lieu, à exposer les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.

En second lieu, nous avons abordé l'évaluation des différentes charges et surcharges susceptibles d'être subie par l'ouvrage afin de pouvoir procéder au pré dimensionnement des différentes éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) constituant le bâtiment et de déterminer le ferraillage des éléments secondaires (escalier, balcons, acrotère, planchers...etc.), ce qui à fait l'objet du 2^{éme} et 3^{éme} chapitre.

Ensuite, nous avons réalisé une étude sismique du bâtiment par un calcul numérique en utilisant le logiciel de calcul par la méthode des éléments finis SAP 2000, afin de parvenir au dimensionnement de la structure.

Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **SOCOTEC** est présenté dans le 5^{éme} chapitre.

Enfin, nous avons effectué une étude de fondation suivie d'une conclusion générale.

CHAPITRE I :Présentation de l’ouvrage

I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présentera liste des données du bâtiment analysé, concernant le type, les de structure éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment multifonctionnel qui regroupe, commerces, bureaux et logements d'habitations ; L'ouvrage est implanté dans la wilaya Blida, selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version2003) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le « groupe 2 »**.[2]**

I.3 Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage a une forme en plan irrégulière, il se compose de RDC+6 étages + un sous-sol.

- Un sous-sol d'usage parking.
- RDC d'usage commerce.
- 1erétage d'usage bureau
- 2éme jusqu'a au 6éme étages usage d'habitations.
- Cet ouvrage comporteuneterrasse inaccessible.

I.4 Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale est de : 20,40m
- Hauteur du RDC est de : 3,06 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 2,89 m
- Hauteur de sous-sol est de : 3,06 m

b.Dimensions en plan :

- Longueur totale (sens longitudinal) : L = 20,8 m

- Largeur total (sens transversal) : L= 20,55 m

I.5 Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir, portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens (**type 4a**) selon le règlement parasismique algérien **[2]**

I.6 Les Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine (balcons, plancher de sous-sol, RDC et 1^{ere} étage.
- Dalle à corps creux.

I.7 Escaliers :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte deux types d'escalier :

- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaire.

I.8 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.9 Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 6ème étage.

I.10 Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs :** ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services

I.11 Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La contrainte admissible du sol est de 2.00 bars.
- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de3.50 m.
- La catégorie de site S3.

I.12 Les propriétés des matériaux :

I.12.1 Béton : Selon le [CBA93]

Les hypothèses de calcule adoptées pour cette étude sont :

Tableau I.1 : Hypothèses de calcul béton

Ciment		Le CPJ-CEM II/B 42,50	/
Granulats		(0≤ Ds ≤2) mm	/
		(8≤ Dg ≤15) mm	
		(15≤ Dg ≤25) mm	
La masse volumique de béton		Poids volumique =25kN/m^3	ART A.3.1.2.1
La résistance du béton à la compression à 28 jours		fc28=25 MPa	
La résistance du béton à la traction		f_{t28} = 2,1 MPa	ART A.2.1.1.2
Module de déformation transversal (module de cisaillement)		$G = \frac{E}{2(1 + v)}$	
Coefficient de dilatation		Θ=1x10^{-5}	ART A.3.1.3.3
Module d'élasticité Instantané E_{ij}		Eij = 11 000 x (fcj)$^{1/3}$ = 32164,19 MPa	ART A.2.1.2
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818,86 MPa	ART A.2.1.2
Coefficient de poisson (v)	ELU	0	ART A.2.1.2
	ELS	0,2	ART A.2.1.2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	2,50 MPa	
	Fissuration peu nuisible	3,33 MPa	
Contrainte en compression (σ_{bc})	Situation durable	14,20 MPa	
	Situation accidentelle	18,50 MPa	

- **Etat limite ultime « E.L.U » :**

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

fc28 =Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le Fluage du béton

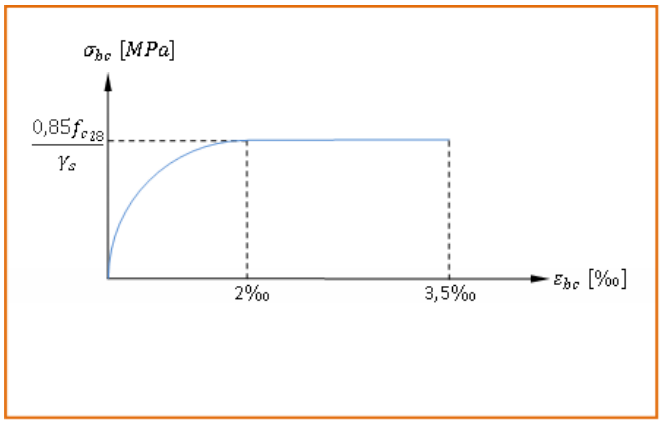


Figure I.1: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

- **Etat limite de service « E. L. S » :**

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0{,}6 * f_{c28}}$ **[MPa]**

Pour $\mathbf{f_{c28} = 25\ MPa}$ on trouve : $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa.

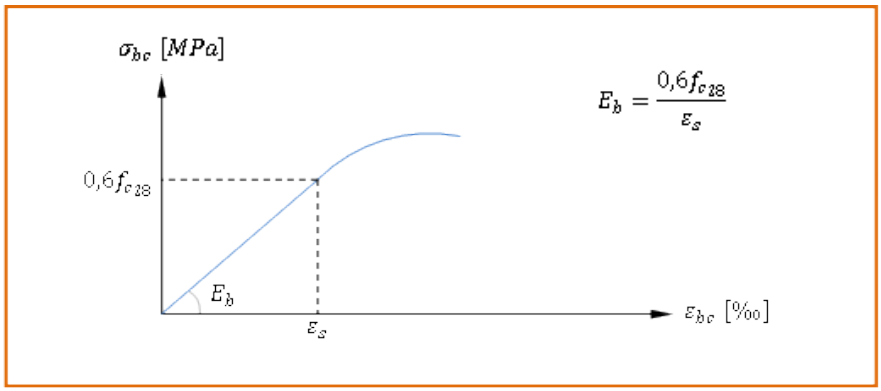


Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

I.13 Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 220 et FeE 240 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 6 mm pour les dalles.

I.13.1 Limites élastiques :

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

Type	Nuance	F_e (MPa)
Ronds lisses	F_eE220	215
	F_eE240	235
Haute adhérence	F_eE400	400
	F_eE 500	500

I.13.2 Contrainte de calcul [1] :

- **E.L.U:**

σs= Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$,Avec :

γs : Est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma s = \begin{cases} 1{,}15 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 1{,}0 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

σ_s = 204,34 MPa Situation durable ou transitoire

- Rond lisse

(fe = 235 MPa) σ_s = 235 MPa Situation accidentelle

σ_s = 348 MPa Situation durable ou transitoire

- Haute adhérence

(fe = 400 MPa) σ_s = 400 MPa Situation accidentelle

- **E.L.S :**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \zeta_s = Min\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(0{,}5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$
- Pour une fissuration très préjudiciable:

$$\overline{\sigma_s} = 0.8\zeta_s = 0.8 \times Min\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(0{,}5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$$

AVEC :η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1{,}0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1{,}6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

- **Allongement de rupture :**

ε_s= Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

- **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : Es = $2{,}1.10^5$ [MPa].

- **Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :**

σs = Contrainte de l'acier.

γs = Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s= Allongement relatif de l'acier.

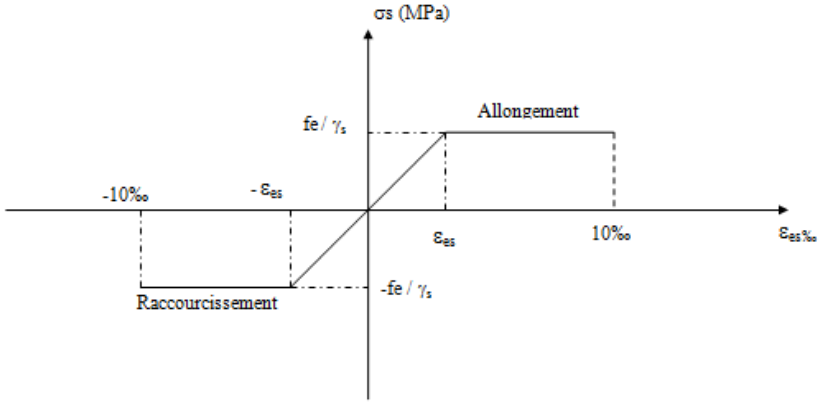


Figure I.3: Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.

I.14 Hypothèses de calcul aux états limites :

I.14.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité àε_{bc}=3,5‰ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

I.14.2 Règle des trois pivots : [1]

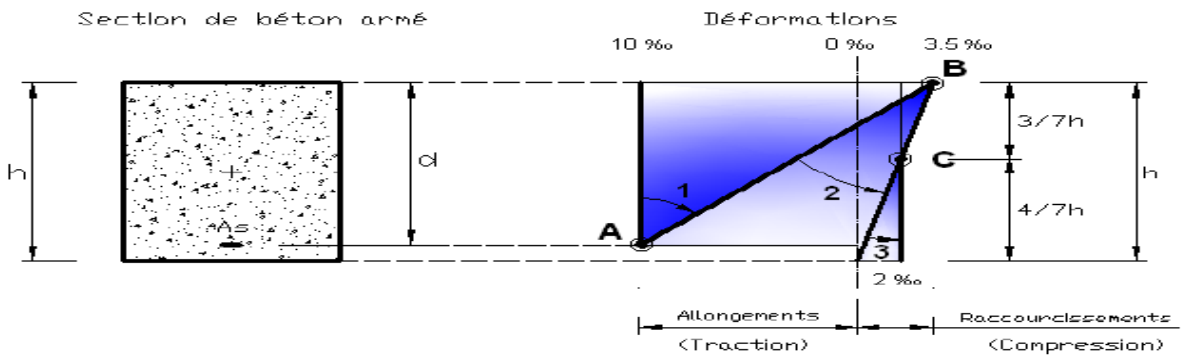


Figure I.4 : Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un l'état limite, il passe par un des trois pivots **A, B** et **C** ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A (**Domaine 1) ce qui correspond à l'allongement unitaire 10‰ de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B** (Domaine 2) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 3,5‰ du béton.
- Le diagramme passe par le pivot **C(**Domaine3) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 2‰ de la fibre du béton située à une distance égale à 3h/7 de la fibre la plus comprimée.

I.14.3 Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$

$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux.

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA99 version 2003, CBA 93(règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus a fin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

II.2.1 Plancher en corps creux :

$h_t \geq \frac{L}{22.5}$ **(Art B.6.8, 424) [1]**

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

L= 450 - 40 =410cm

$$L = 410\ cm \Rightarrow h_t \geq \frac{410}{22.5} = 18.22\ cm.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+5)= 21cm.**

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

Disposition des poutrelles :

Critère de la petite portée.

Critère de continuité

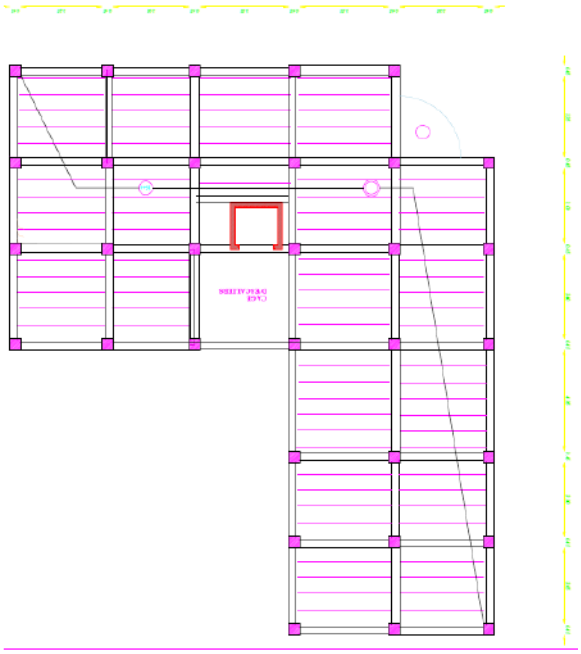


Figure II.1 : Dispositions des poutrelles.

II.2.2 Planchers à dalle pleine :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 5$ kN/m²), c'est le cas pour les étages de RDC.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- Résistance au feu :

e =7 cm Pour une heure de coupe-feu.

e =11 cm Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : e =15 cm.

Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$[4]

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ [4]

Avec :e : Epaisseur de la dalle pleine.

L_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité ;L_x = 4 m

La dalle repose sur quatre appuis

On aura donc : $8 \leq e \leq 10$ (cm) ; On admet : e = 9 cm

II.3 Evaluation des charges et surcharges : [3]

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Charges permanentes :

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

a. Dalle en corps creux :

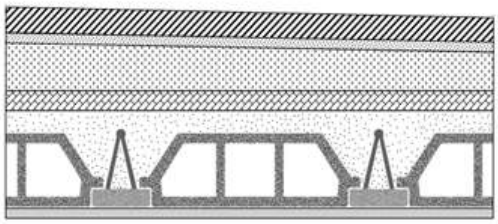
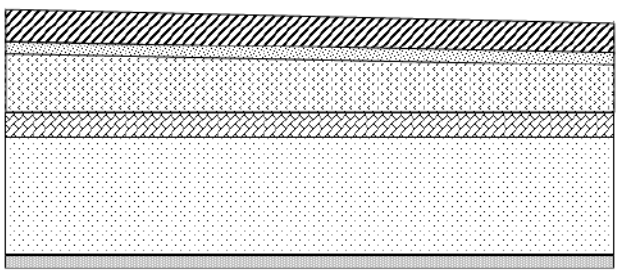


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

TableauII.1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

N°	Composante	Epaisseur (cm)	poids volumique (kN/m^3)	Poids Surfacique (KN/m^2)	Référence DTR BC.2.2
1	***Protection mécanique en gravier***	5	17	0.85	
2	***Etanchéité multicouche***			0.12	Art C.5
3	***Forme de ponte***	10	22	2.2	ArtAnnexe B
4	***Isolation thermique « liège »***	4	4	0.16	ArtAnnexe B
5	***Dalle à corps creux***	16+5		3.05	Art C.3
6	***Enduit au plâtre***	2	10	0.2	Art C.2.1
				∑ = 6.58	

b. Dalle pleine :



FigureII.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle plein.

Tableau II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

N°	*Composante*	*Epaisseur (cm)*	Poids Volumique *(KN/m³)*	Poids Surfacique *(KN/m²)*	*Référence DTR BC2.2*
1	*Protection mécanique en gravier*	5	17	0.85	/
2	*Etanchéité multicouche*			0.12	Art C.5
3	*Forme de ponte*	10	22	2.2	Art Annexe B
4	*Isolation thermique « liège »*	4	4	0.16	Art Annexe B
5	*Dalle pleine*	16	25	4	/
6	*Enduit au plâtre*	2	10	0.2	Art c.2.1
				∑ = 7.53	

II.3.1.2 Plancher de l'étage courant :

a. Dalle en corps creux :

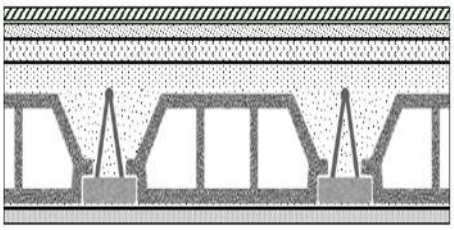


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

TableauII.3 : Charge due aux plancher à corps creux de niveau courant.

N°	*Composante*	*Epaisseur (cm)*	Poids Volumique *(KN/m³)*	*Poids Surfacique (KN/m²)*	*Référence*
1	*Carrelage*	2	20	0.4	Art C.4
2	*Mortier de pose*	2	20	0.4	Art C.3
3	*Lit de sable*	3	18	0.54	Art Annexe VI A
4	*Dalle à corps creux*	16+5		3.05	Art C.3
5	*Enduit au plâtre*	2	10	0.2	Art C.2.2
6	*Cloisons légères*			1	
				∑ = 5.59	

b. Dalle pleine :

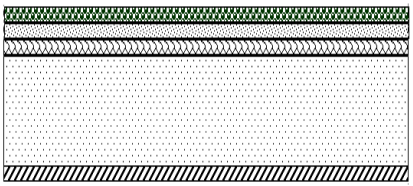


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Tableau II.4 : Charge due aux plancher à dalle plein de niveau courant.

N°	**Composante**	**Epaisseur (cm)**	Poids volumique **(KN/m³)**	**Poids surfacique (KN/m²)**	**Référence**
1	**carrelage**	2	20	0.4	Art C.4
2	**Mortier de pose**	2	20	0.4	Art C.3
3	**Lit de sable**	3	18	0.54	Art Annexe VI A
4	**Dalle pleine**	16	25	4	/
5	**Enduit au plâtre**	2	10	0.2	Art C.2.2
6	**Cloisons légères**			1	
				∑ = 6.36	

b. Balcon :

Tableau II.5 : Charge due aux plancher à dalle plein de balcon.

N°	*Composante*	*Epaisseur (cm)*	Poids Volumique *(KN/m³)*	*Poids Surfacique (KN/m²)*	*Référence*
1	*Carrelage*	2	20	0.4	Art C.4
2	*Mortier de pose*	2	20	0.4	Art C.3
3	*Lit de sable*	2	18	0.36	Art Annexe VI A
4	*Dalle pleine*	16	25	4	
5	*Enduit en ciment*	2	18	0.36	Art C.2.2
				∑ = 5.52	

II.3.1.2 Maçonnerie :

a. Mur extérieur à double cloison :

Tableau II.6 : Charge permanente du mur extérieur à double cloison.

N°	Composante	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m³)	Poids Surfacique (KN/m²)	Référence :
1	Enduit intérieur au plâtre	2	10	0.2	Art C.2.2
2	Brique creuse	10	9	0.9	Art C.1
3	Lame d'air	5		0	/
4	Brique creuse	15	9	1.35	/
5	Enduit extérieur au ciment	2	18	0.36	Art C.2.2
				∑ = 2.81	

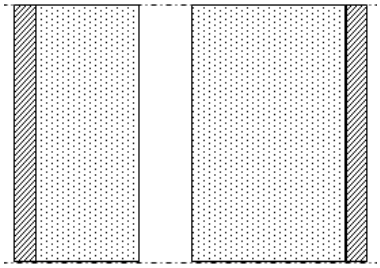


Figure II.6 : Constituants d'un mur extérieur.

b. Mur intérieur à simple cloison :

TableauII.7 : Charge permanente du mur intérieur à simple cloison.

N°	Composante	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)	Référence :
1	**Enduit au plâtre**	2	10	0.2	Art C.2.2
2	**Brique creuse**	10	9	0.9	Art C.1
3	**Enduit au plâtre**	2	10	0.2	Art C.2.2
				∑ = 1.30	

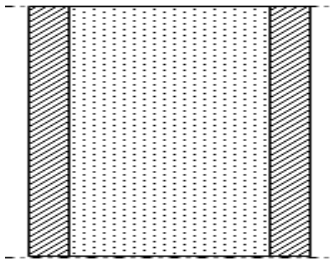


Figure II.7 : Constituants d'un mur intérieur.

II.3.2 Charges d'exploitation :[3] : DTR.B.C.2.2]

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

Tableau II.8 : Charge permanente du mur intérieur à simple cloison

N°	Nature des locaux	Charges d'exploitation	Référence : DTR.B.C.2.2
		Surfacique kN/m²	
1	Acrotère	1,0	
2	Plancher terrasse (inaccessible)	1,0	Art7.3.3
3	Plancher à usage habitation	1,5	Art7.1
4	Plancher à usage commerce	5,0	
5	Plancher à usage bureau	2,5	Art7.2.2
6	Circulation	2,5	Art7.2.1
7	Balcon	3,5	ART5.1
8	Parking	2,5	/

II.4 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le CBA 93.
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon le CBA 93:**

- La largeur b de la poutre doit être : $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

Avec : L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- **Selon le RPA 99 (version2003) art.7.5.1 :**

- La hauteur *h* de la poutre doit être : $h \geq 30\,cm$
- La largeur *b* de la poutre doit être : $b \geq 20\,cm$
- Le rapport hauteur largueur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.1 Exemple de calcul :

- **Poutre Porteuse :** L_{max}= 4,50 - 0.30 =4,20 m axes (4,5)

$28 \leq h \leq 42$ cm $\rightleftharpoons$ h = 40cm

$20 \leq$ b $\leq$ 30 cm $\rightleftharpoons$ b = 30 cm

Nous choisissons une poutre de **:b x h = 30x 40cm²**

- **Vérification selon le RPA99 :**

b = 30 cm ≥ 20cm

h = 40 cm ≥ 30cm $\rightleftharpoons$ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

$\frac{h}{b} = 1{,}67 \leq 4$

- **Poutre non Porteuse :** L_{max}=4 - 0.30 =3.7 m axes (b.c)

$24.66 \leq h \leq 37$ cm $\rightleftharpoons$ h = 35cm

$12 \leq$ b $\leq$ 28 cm $\rightleftharpoons$ b = 25 cm

Nous choisissons une poutre de **: b x h = 25x 35 cm²**

$15 \leq$ b $\leq$ 35 cm $\rightleftharpoons$ b = 30 cm

Nous choisissons une poutre de **: b x h = 25 x 35 cm²**

- **Selon CBA 93 :**

$28{,}13 \leq h \leq 42.2$ cm $\rightleftharpoons$ h = 40cm

$12 \leq b \leq 28$ cm $\rightleftharpoons$ b = 30 cm

Nous choisissons une poutre de **: b x h = 30x 45 cm²**

II.5 Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du **le RPA99 version 2003**.

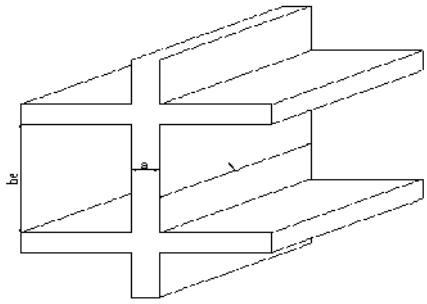


Figure II.8 : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$a_{min} \geq$ max (15cm ; h_e / 20) (**art:7.7.1) [2]**

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

a_{min}: Epaisseur de voile

- Pour le S.S h_e= (3,06-0,45) =2,61m.

  $a_{min} \geq$ max (15cm ; 13,05cm) => $a_{min} \geq 15$cm

- Pour RDCh_e= (3,06-0,45) =2,61m

  $a_{min} \geq$ max (15cm ; 13,05) => $a_{min} \geq 15$ cm.

Conclusion :

On adopte pour a = **20cm**

II.6 Les poteaux :

a. Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Et On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « **RPA99 version 2003** » **[2]**.
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

c. Loi de dégression :

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

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$ Donnée par **[DTR B.C.2.2][3].**

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1 , Q_2 ,……, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

- **Dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s fe}{\gamma_s}\right].....(1)$$ **Art (B.8.4.1) [1]**

Avec : * N_u : effort normal ultime (compression) $=1{,}35G+1{,}5Q$;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $(\alpha = f(\lambda))$.

$$\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$$

λ: élancement d'EULER

l_f: longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$

$$\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$$
.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

* B : surface de la section du béton

* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton *(γ_b=1,50)* ……..situation durable.

* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier *(γ_s=1,15)* …….situation durable.

* fe : limite élastique de l'acier *(fe=400MPa)*

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours *(f_{c28}=25MPa).*

* Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle *1cm*d'épaisseur surtout son périphérique tel que :

Poteau rectangulaire ……. $B_r = (a - 0,02)\ (b - 0,02)\ [\text{cm}^2]$

Poteau circulaire …….. $B_r = \frac{\pi}{4}(D-0,02)^2\ [\text{cm}^2]$

- **Selon le CBA 93** :

$$0,2\% \le \frac{A_s}{B} \le 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0,6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 < \lambda < 100 \end{array}\right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha\left(\frac{f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s}{B}\frac{fe}{\gamma_s}\right)} = 0{,}66N_u$$

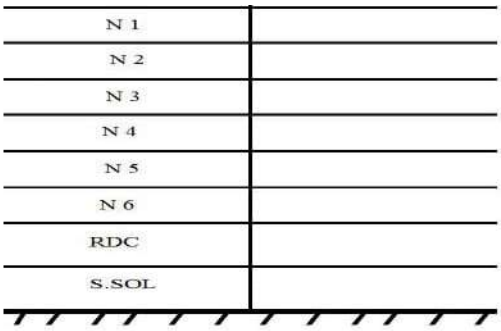


Figure II.9 : Schéma statique de la descente de charge.

- **Calcul des poteaux :**

Les poteaux les plus sollicités sont : Poteau central.

Poteau de rive.

Poteau d'angle

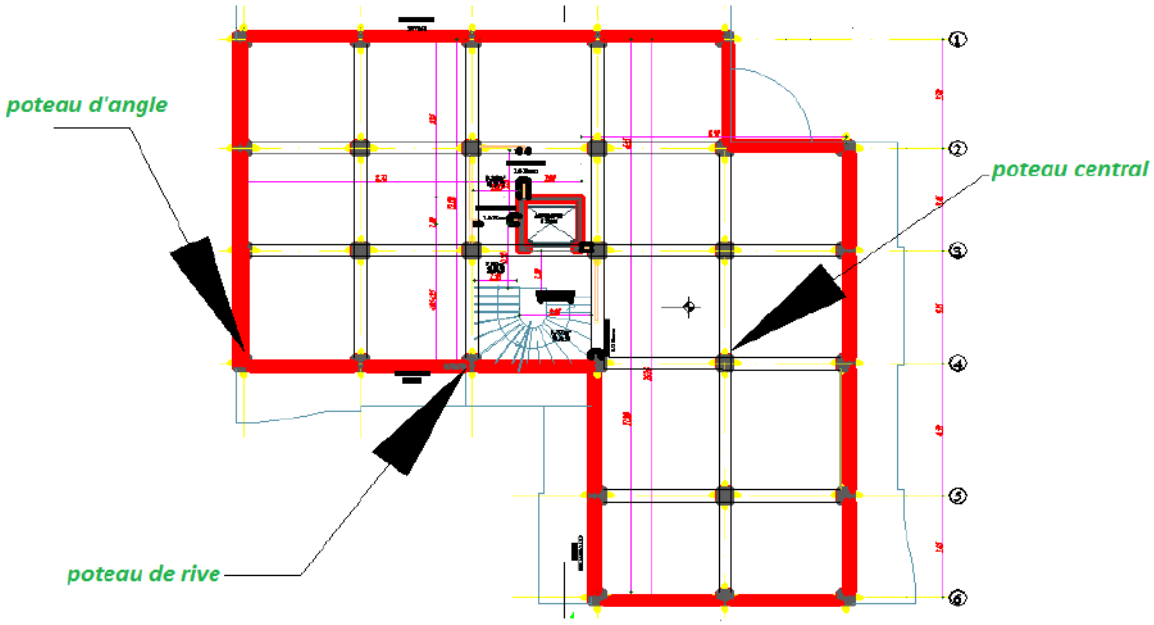


Figure II.10 : Vue en plan « Types de Poteaux »

II.5.1 Choix du poteau le plus sollicité :

Soit la surface reprise par le poteau central élucidé dans le schéma suivant :

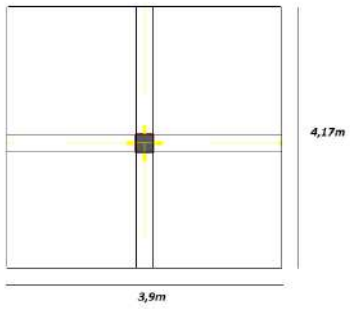


Figure II.11 : Le poteau le plus sollicité.

surface reprise par plancher corp creux =16,28m^2

La portée de la poutre principale de 30x40 = 4,52m

La portée de la poutre secondaire de 30x40 =4,15m

II.5.2 Calcul des différents poids :

- **Poids de poteaux :**

Poids de poteau terrasse : $(2,89 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,49$ KN

Poids de poteau RDC : $(3,06 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,87$KN

Poids de poteau des étages courants : $(2,89 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,49$ KN

Poids de poteau de l'étage S.S : $(3,06 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,87$KN

II.5.3 Charge d'exploitation :

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.9 : Dégression des surcharges pour poteau le plus sollicité.

Niveau des planchers	Q_i *(kN/m²)*	*Charge D'exploitation*	∑ *Charges D'exploitation*	*Q cumulée (kN/m²)*
N 1	Q_0	1	Q_0	1
N 2	Q_1	1,5	$Q_0+ Q_1$	2 ,5
N 3	Q_2	1,5	$Q_0+0,95(Q_1+ Q_2)$	3,85
N 4	Q_3	1,5	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
N 5	Q_4	1,5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
N 6	Q_5	1,5	$Q_0+0,80(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_5)$	7
N_{RDC}	Q_6	2,5	$Q_0+0,687(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_6)$	8,5
$N_{S.SOL}$	Q_7	5	$Q_0+0,667(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_7)$	11,71

II.6.4 Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau le plus sollicité :

Tableau II.10 : Descente de charge du poteau le plus sollicité.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
6ème étage	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de poteau terrasse Total	107,13 22,93 6,05 136,11	16,282
5ème étage	**N2**	Venant de N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres X1 Poids de poteau de l'étage courant Total	136,11 91,00 22,93 6,05 256,09	40,7
4ème étage	**N3**	Venant de N4 X1 Total	256,09 119,98 376,07	99,308
3ème étage	**N4**	Venant de N5 X1 Total	376,07 119,98 496,05	113,96
2ème étage	**N5**	Venant de N6 X1 Total	496,05 119,98 616,03	126,17
1ème étage	**N6**	Venant de N7 X1 Total	616,03 119,98 736,01	138,168
RDC	**N7**	Venant de N8 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC Total	736,01 103,54 22,93 6,43 868,91	199,77
S.SOL	**N8**	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.SOL Total	868,91 103,54 22,93 6,43 1001,81	211,73
Totale	∑		1001,81	211,73

II.5.4 Choix des sections des poteaux le plus sollicités :

Tableau II.11 : Choix des sections des poteaux centraux.

Poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm^2)	RPA (cm^2)	CHOIX (cm^2)
Poteau le plus sollicité	6ème étage	136,12	16,28	208,182	137,4	30*30	30*30
	5ème étage	256,09	40,7	406,77	268,46	30*30	30*30
	4ème étage	376,07	62,67	601,69	397,11	30*30	30*30
	3ème étage	496,05	82,21	792,98	523,66	30*30	30*30
	2ème étage	616,03	126,17	1020,89	643,78	30*30	35*35
	1ème étage	736,01	138,168	1200,86	792,56	30*30	35*35
	RDC	868,91	199,77	1472,68	971,96	30*30	40*40
	S.SOL	1001,81	211,73	1670,03	1102,21	30*30	40*40

II.5.5 Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq fbc = 14,2MPa$$

Tableau II.12:Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.

Poteaux	*Etages*	*Nu (KN)*	*B(cm²)*	*Nu/B(MPa)*	*Conditions*
Poteau le plus sollicité	*6ème étage*	208,182	30*30	2,31	CV
	5ème étage	406,77	30*30	4,51	CV
	4ème étage	601,69	30*30	6,68	CV
	3ème étage	792,98	30*30	8,81	CV
	2ème étage	1020,89	35*35	8,33	CV
	1ème étage	1200,86	35*35	9,80	CV
	RDC	1472,62	40*40	9,20	CV
	S.SOL	1670,03	40*40	10,43	CV

La condition de résistance n'est pas vérifiée dans certains étages. Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Tableau II.13: Vérification de critère de résistance avec augmentation des dimensions des Poteaux centraux

Poteaux	*Etages*	*Nu (KN)*	*B(cm²)*	*NU/B(MPa)*	*Conditions*
Poteau le plus sollicité	*6ème étage*	244,53	30*30	2,72	CV
	5ème étage	476,64	30*30	5,30	CV
	4ème étage	704,53	30*30	7,83	CV
	3ème étage	1363,03	35*35	11,13	CV
	2ème étage	1574,12	35*35	12,85	CV
	1ème étage	1784,86	40*40	11,16	CV
	RDC	2016,48	45*45	9,96	CV
	S.SOL	2294,77	45*45	11,33	CV

II.5.6 Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et 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 :

$$\nu = \frac{Nd}{Bc \times fc_{28}} \leq 0.3 \quad [2]$$

Avec : Bc : section de poteau

Nd : G+Q

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau II.14: Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.

Poteaux	*Etages*	N_d *(kN)*	*h*b* *cm²*	B_c *Cm²*	*v*	*Observation*
Poteau le plus sollicité	**6ème étage**	152,4	30*30	900	0,06	**vérifiée**
	5ème étage	296,79	30*30	900	0,13	**vérifiée**
	4ème étage	438,74	30*30	900	0,19	**vérifiée**
	3ème étage	849,97	30*30	900	0,37	**Non vérifiée**
	2ème étage	982,16	35*35	1225	0,32	**Non vérifiée**
	1ème étage	1114,13	35*35	1225	0,36	**Non vérifiée**
	RDC	1308,64	40*40	1600	0,32	**Non vérifiée**
	S.SOL	1453,5	40*40	1600	0,36	**Non vérifiée**

La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages.

Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Tableau II.15: Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux centraux.

Poteaux	*Etages*	N_d *kN*	*h*b* cm^2	B_c Cm^2	*v*	*Observation*
Poteau le plus Sollicité	*6ème étage*	152,4	30*30	900	0,06	**CV**
	5ème étage	296,79	30*30	900	0,13	**CV**
	4ème étage	438,74	30*30	900	0,19	**CV**
	3ème étage	849,97	35*35	1225	0,27	**CV**
	2ème étage	982,16	40*40	1600	0,24	**CV**
	1ème étage	1114,138	40*40	1600	0,27	**CV**
	RDC	1308,64	45*45	2025	0,25	**CV**
	S.SOL	1453,5	45*45	2025	0,28	**CV**

II.6.8 Le choix final des sections des poteaux :

Choix final des poteaux est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.16 : Tableau comparatif des sections des poteaux.

Etages	*Carrée (axa)*
6ème étage	30*30
5ème étage	30*30
4ème étage	35*35
3ème étage	35*35
2ème étage	40*40
1ème étage	40*40
RDC	45*45
S.SOL	45*45

CHAPITRE III :Calcul des éléments secondaires

III.1 ACROTERE :

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur b=100cm
- Hauteur H=70cm
- Epaisseur e=10cm

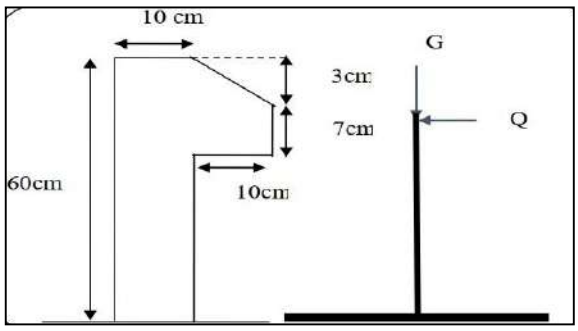


Figure III.1 : schéma et dimensions de l'acrotère.

III.1.2 Calcul les efforts :

III.1.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (poids propre) :**

$$G=25x(0.1x0.60+\left(\frac{0.15x0.3}{2}+0.07x0.15\right)x1ml) = 1.82kN/ml$$

- **Charges d'exploitations :**

$Q=1$x 1ml=1 kN/ml.

- **Combinaisons d'action :**

Tableau.III.1.Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS .

Etatlimite uptime : ELU	
Effort normal:	*Nu =1.35*x *G=1.35*x*1.82=2.46 kN*
Effort trenchant:	*Vu =1.5*x*Q=1.5*x*1.00=1,5kN*
Moment encasement:	*Mu =1.5* x *Q* x *h=1.5*x*1*x*0.6=0.9 kN.m*
Etatlimite de service : ELS	
Effort normal :	*Nser = G=1.82 kN*
Effort tranchant :	*Vser =Q= 1 kN.m*
Moment d'encastrement :	*Mser = Q*x*h=1*x*0.6=0.6 kN.m*

III.1.3 Ferraillage :

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

Tableau.III.2. Paramètre de calcul.

Dimensions			***Caractéristiques***		
Notations	***Valeurs***	***Unités***	***Notations***	***Valeurs***	***Unités***
b	*100*	***cm***	***Fc28***	*25*	***MPa***
h	*10*	***cm***	***Fe***	*400*	***MPa***
c	*2.5*	***cm***	σ_b	*14.2*	***MPa***
c'	*2.5*	***cm***	σs	*348*	***MPa***
d	*7.5*	***cm***	γs ; γb	*1.15 1.5*	*/*

- **à l'ELU :**
  - **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9x100}{2.46} = 36.60cm \; ; \quad \frac{h}{2} - C + \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm} e \geq 2.5cm$$

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

- **Calcul au Flexion simple :**

Le moment fictif :

$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right)$=36.6+2.5=39.1 cm=0.39m

M_1=Nu x e =2.46x0.39=0.96 kN.m

- **Détail de Ferraillage :**

Tableau.III.3. Résultat de ferraillage à **I'ELU et** vérification à **I'ELS**

Etat limite ultime : ELU					
$\mu=\frac{M1}{bd^2\sigma_{bc}}$	A_1' ***(cm²)***	A_1 ***(cm²)***	A_{min} ***(cm²)***	A_{adop}***(cm²)***	A_r ***(cm²)***
0.012	0	0.29	1	*5HA10=3.93*	*5HA8=2.51*
Etat limite de service : ELS					
σ_{badm}	σ_{sadm}	σ_b	σ_s	**Obs**	
15	201.63	0.77	21.3	**Vérifiée**	

➢ **à I'ELS :**

- **Calcul de l'excentricité :**

$\mathbf{e_0}$ = GC = $\frac{M\ ser}{N\ ser}=\frac{0.6x\ 10^2}{1.82}$=32.97 cm

$\frac{h}{2}$-c =5-2.5=2.5 cm<e_0=32.97 cm

Donc :le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, et on a effort normal **N** de compression.

- **Vérification de section partiellement comprimé :**

Tableau.III.4.Vérification section partiellement comprimes.

/	***Formule***	***Résultat***
M_{G}'	$Nser.G'c$	0.60 KN.m
G'_c	$G'G+Gc$	31.33 cm
$G'G$	$V1=\frac{h}{2}$	0.14 cm
N_{ser}	1.82 KN.m	1.82 KN
I_G	$\frac{b}{3}(v13+v23)+15A(v2-c)2+A(v1-c')2]$	8691.25 cm
B_0	$b.h+15(A+A')$	1058.95 cm
$v1$	$\frac{1}{B0}((bh^2/2)+15(A_{1X}C_1+A_2xd))$	5.15 cm
$V2$	$h-v1$	4.86 cm
Observation	$\frac{MG}{Nser} \geq \frac{IG}{B0v\ 2}$	**Vérifier**

Conclusion : $\sigma_b \leq \sigma_{badm}$

$\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$

Donc : on adoptera la section calculée à **L'E.L.U.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$\tau_u=\frac{vu}{bXd}=\frac{1.5X10^3}{1000X75}=0.02Mpa$

$\tau_{uadm}=\frac{0.07}{\gamma b}f_{c28}=\frac{0.07}{1.5}x25=1.17$ Mpa

$\tau_u \leq \tau_{uadm}$ pas de risque de cisaillement.

III.1.4 Ferraillage de l'acrotère :

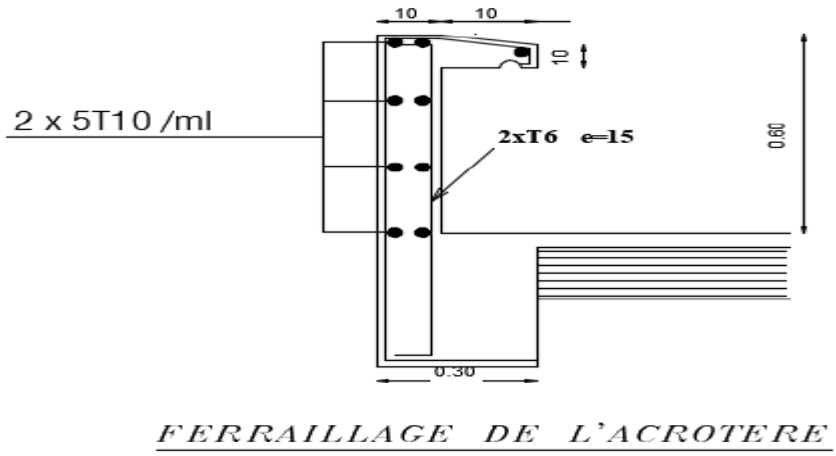


Fig.III.2.ferraillage de l'acrotère.

III.2 ETUDE DES PLANCHERS :

III.2.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2 Plancher en corps creux :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x16x65) cm^3 avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

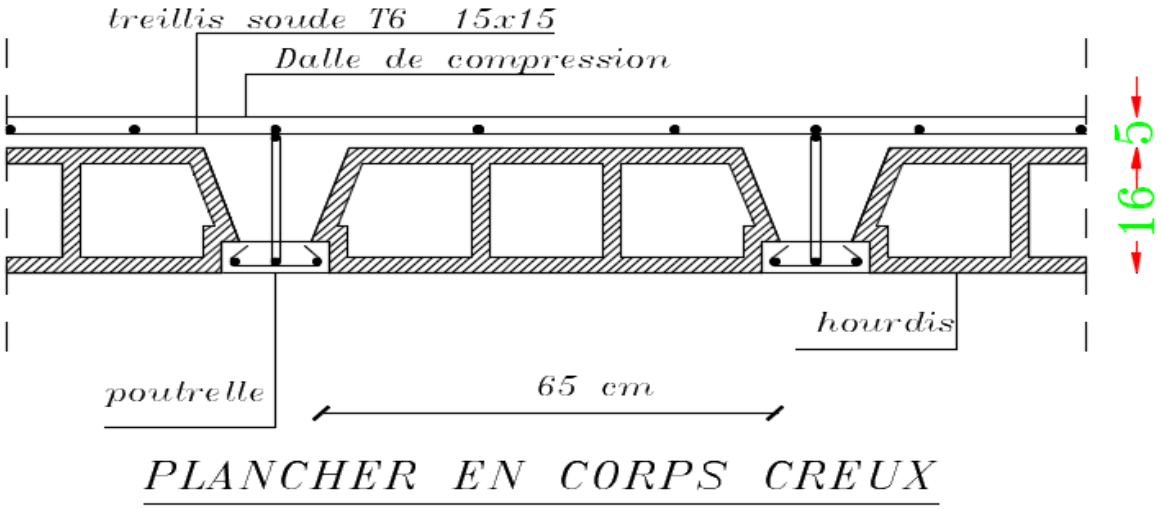


Figure III.3: Dimension du corps creux.

III.2.2.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

a. Dimensions de la poutrelle :

$$\frac{1}{25} \le \frac{h}{L} \le \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{410}{25} \le h \le \frac{410}{20}$$

$$\Rightarrow 16{,}4 \le h \le 20{,}5cm$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20cm \quad ; \quad h_0 = 5cm \\ b = 65cm \quad ; \quad b_0 = 12cm \\ c = \dfrac{b - b_0}{2} = 26{,}5cm \end{cases}$$

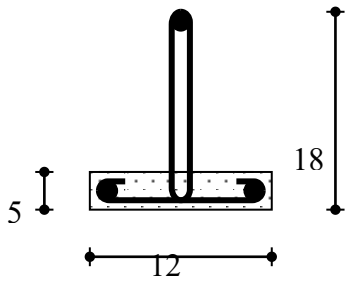


Figure III.4. Dimensions d'une poutrelle

b. Calcul des moments :

Le calcul des moments des poutrelles se fait comme le calcul de moment des poutres continues pour cela on utilise (une des méthodes suivantes :

1-méthode forfaitaire.

2-méthode de Caquot.

3-calcul de moment à l'aide de logiciel SAP2000.version23 .

III.2.2.2 Calcul des poutrelles :

a . Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle : 0,12 x0,04x25=0,12kN/ml

Poids du corps creux : 0,65x2.8=1,82kN/ml

G=1,94kN/ml

- **Charges d'exploitation :**

Q=0,65kN/ml

b . Combinaison des charges :

ELU : q_u=1,35G+1,5Q=3,594kN/ml

ELS : q_{ser}=G+Q=2,59kN/ml

c . Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3{,}594x(3{,}60)^2}{8} = 5{,}822kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2{,}59x(3{,}60)^2}{8} = 4{,}195kNm$$

III.2.2.2 Calcul des planchers :

a. Evaluation des charges :

- **Plancher terrasse :**

Charge permanente **:** G=6, 56x0, 65=**4,264kN/ml**

Charge d'exploitation **:** Q=1x0, 65=**0,65kN/ml**

- **Plancher courant :**

Charge permanente : G=5,34x0,65=**3,471kN/ml**

Charge d'exploitation **:**Q=1,5x0,65=**0,975kN/ml**

b. Combinaison des charges :

- **Plancher terrasse :**

ELU: q_u=1, 35G+1,5Q=**6,73kN/ml**

ELS: q_{ser}=G+Q=**4,91kN/ml**

- **Plancher courant :**

Habitation :

E.L.U :q_u=1,35G+1,5Q=6,14**kN/ml**

E.L.S :q_{ser}=G+Q=4,44**kN/m**

- **Conclusion :**

Le plancher courant (commerce) est le plus sollicité.

III.2.2.3 Diagrammes des efforts interne :

E.L.U :

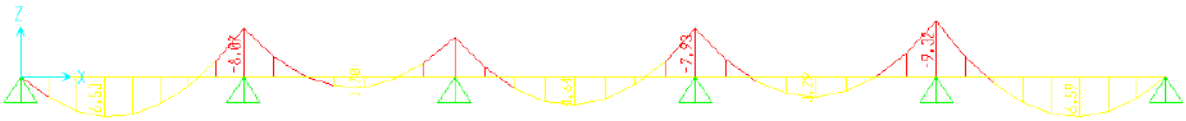
- **Moment max en travée :**

- Poutrelle à (05) travées : Méthode : élément finis (SAP2000)

Récapitulation des moments sur appuis et aux travées, Effort tranchant de la poutrelle.

- Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

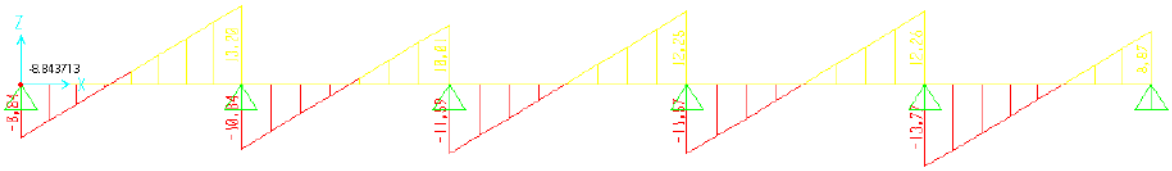


ELS :



- Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

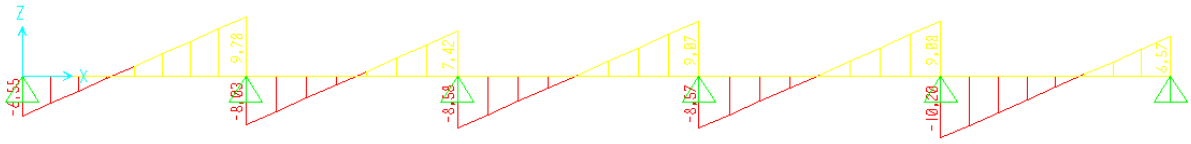


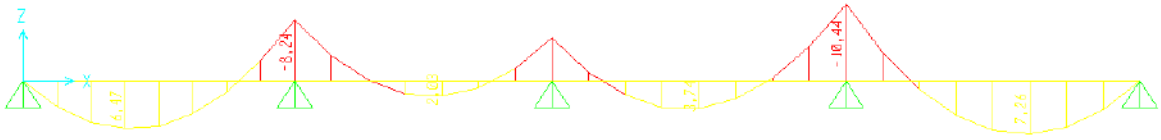
Figure III.5*: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à cinq (5) travées*

- Poutrelle à (04) travées :

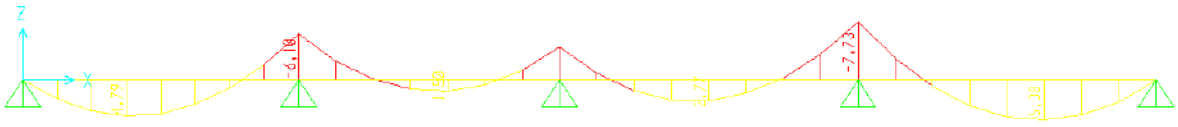
Récapitulation des moments sur appuis et aux travées, Effort tranchant de la poutrelle. (4,3).

➢ Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

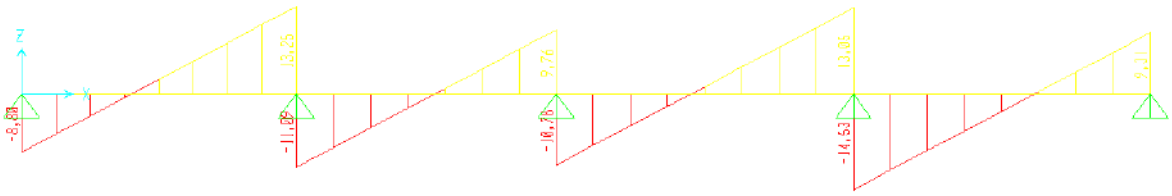


ELS :



➢ Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

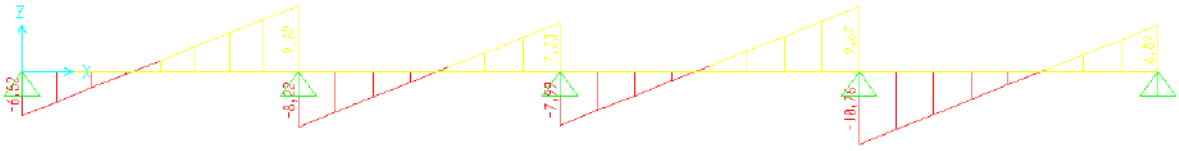


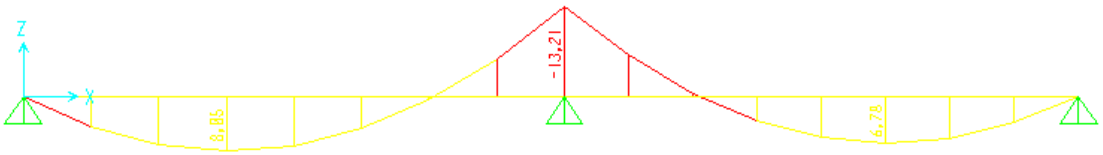
***Figure III.6**: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à quatre (4) travées*

- Poutrelle à (02) travées :

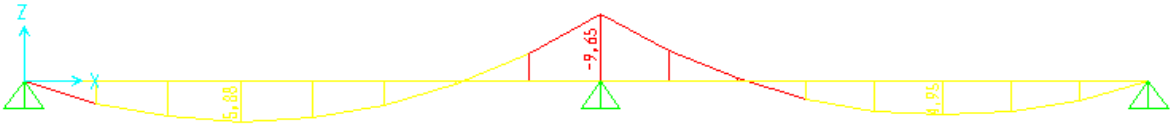
Récapitulation des moments sur appuis et aux travées, Effort tranchant de la poutrelle. (4,3)

- Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

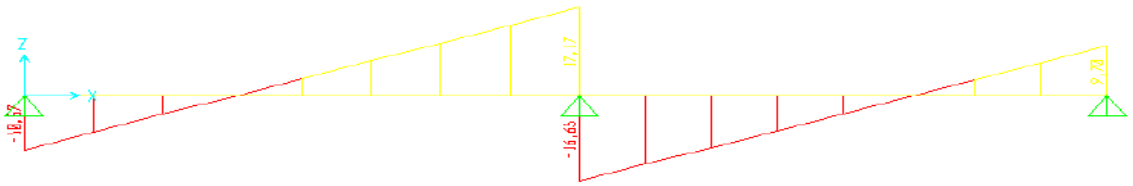


ELS :



- Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

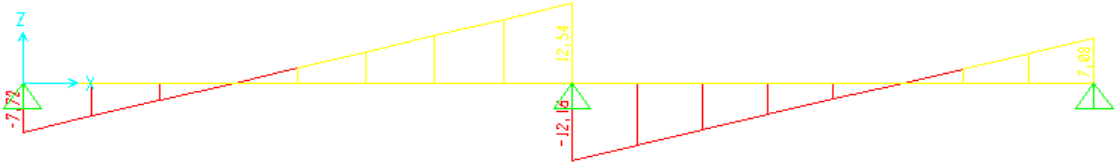


***Figure III.7**: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à deux (2) travées.*

III.2.2.3.1 Calcul du ferraillage :

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :

M_{tu}^{max}=8,05KNm ; M_{au}^{max}=13,21KNm ; T_u^{max}=17,17KN

E.L.S :

M_{tser}^{max}=5 ,88kNm ;M_{aser}^{max}=9,65kNm ;Tu_{ser} max = 12,54 KN

a.Ferraillage en travée :

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 61{,}62.kNm$$

On a : $M_{tu}<M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Tableau.III.5: Récapitulation du calcul des sections d'armatures entravée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu<\mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	$\mu<0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm^2)
8,05	0,033	Oui	0	0,043	18,55	Oui	10‰	348	1,73

- **Condition de non fragilité :**

A_s=Max {1,73cm^2 ;1,48cm^2} =1,73cm^2

Choix : 3T10 (A_s=2,36cm^2)

b. Ferraillage sur appuis :

On a :M_{au}^{max}=13,21kN.m<M_{tab}=61,62kN.m

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau.III.6:Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_{Ua} (kN.m)	μ	$\mu<\mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	$\mu<0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm^2)
13,41	0,045	Oui	0	0,057	18,66	oui	10‰	348	2,19

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}48cm^2$$

As=Max{2,19 cm^2 ;1,48 cm^2}=2,19 cm^2Choix :2T12(A_s= 2,26 cm^2)

III.2.2.3.2 Vérification :

a. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :T_u^{max}=17,17kN.

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

$$\overline{\tau}_u = Min\left\{0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b};5MPa\right\} = 3{,}33MPa.....Fissuration\ peu\ nuisible$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0{,}22.MPa \leq \overline{\tau}_u .....Vérifiée$$

Au voisinage des appuis :

- Appuis de rives :

Vérification de la compression du béton [1] :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0{,}9 b_0 d} \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_u=10,57kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{10{,}57 \times 10^3}{0{,}9x120x189} = 0{,}51MPa \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67MPa.....Vérifiée$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 2{,}33cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0{,}30.cm^2 .....Vérifiée$$

- Appuis intermédiaires :

Vérification de la contrainte de compression [1] **:**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0{,}9 b_0 d} = \frac{17{,}17 \times 10^3}{0{,}9x120x189} = 0{,}84.MPa \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67MPa.....Vérifiée$$ Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 2{,}33cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\sigma_s} = -1{,}36.....Vérifiée$$

b. Vérifications à l'E.L. S :

- Vérification des contraintes du béton [1] *:*

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser}, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15 MPa$

- *Détermination de l'axe neutre :*

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n\left(A_s + A_s^{'}\right) y - n\left(A_s .d + A_s^{'} .c^{'}\right) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; b=65cm(travée) ; b_0=12cm(appuis) ; c=c'=2cm

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

Si $y \leq h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui **suivent :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0) . \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A_s^{'} . (y - c^{'}) - \eta . A_s . (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta . A_s^{'} . (y - c^{'})^2 + \eta . A_s (d - Y)^2 . \end{cases}$$

Tableau. III. 7.:vérification à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	5.88	2.36	4,36	31419,89	0.81	***Vérifiée***
Appuis	9,65	2,33	3,86	31419,89	1.18	***Vérifiée***

c. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : **[5]**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \frac{h}{L} = 0{,}046 \not\geq 0{,}0625 \ldots\ldots\ldots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{fe} \rightarrow \frac{A_s}{b_0 d} = 0{,}0109 \not\leq 0{,}0105 \ldots\ldots\ldots non vérifée$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = 0{,}046 < 0{,}1 \ldots\ldots\ldots\ldots non\ vérifiée$

Avec :

h=21cm ; b_0=12cm ; d=18,9cm ; L=4,0m ;M_{tser}=5,88kNm ; A_s=2,36cm^2 ;fe=400MPa.

Alors :

Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[1].**

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0{,}86cm \qquad (L < 5m)$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 »**[1]** :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0) b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15 A_s d}{bh_0 + (h - h_0) b_0 + 15 A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 »**[1]** :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15 A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs **[3]** :

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} \qquad \mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}.$$

Avec :

$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$. Pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = \frac{0{,}02 f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$ Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau. III. 8: calcul de la flèche.

M_{ser} (Kn.m)	A_S (cm^2)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
5.88	2.36	8.67	0.0087	149.84	4.72	1.89	0.497	237422.58	12303.2	19296.65

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{\frac{1}{3}} = 32164{,}20 MPa$$
$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818{,}86 MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0{,}37 cm \qquad (L = 4{,}0m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0{,}709 cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}339.cm \leq \bar{f} = 0{,}86.cm \text{.....vérifiée}$$

III.2.2.4.3 Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

Selon [1] :

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 fe} \quad (K = 1 \; pas\, de\, reprise\, de\, bétonnage) \\ \bullet S_t \leq Min(0{,}9d ; 40cm) \\ \bullet \dfrac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2} ; 0{,}4MPa \right) \end{cases}$$

Selon [2] :

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ \bullet S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \text{.....Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq Min\left(\dfrac{h}{35} ; \phi_l ; \dfrac{b}{10} \right)$

$Ø_t \leq Min(0{,}57cm ; 1{,}2cm ; 0{,}65cm) = 0{,}57cm$; On adopte : $Ø_t = 6mm$

Donc :

- Selon [1] :

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 1{,}63.10^{-2} cm \\ \bullet S_t \leq 16{,}2cm \\ \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 2{,}04.10^{-2} cm \end{cases}$$

- Selon [2] :
$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \\ \bullet\ S_t \leq 5cm.....Zone\ nodale \\ \bullet\ S_t \leq 10cm.....Zone\ courante \end{cases}$$

Choix des armatures : On adopte :A_t=2Ø6=0,57cm²

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq 15{,}83cm$$

$$Donc : \begin{cases} S_t = 5cm.....Zone\ nodale \\ S_t = 10cm.....Zone\ courante \end{cases}$$

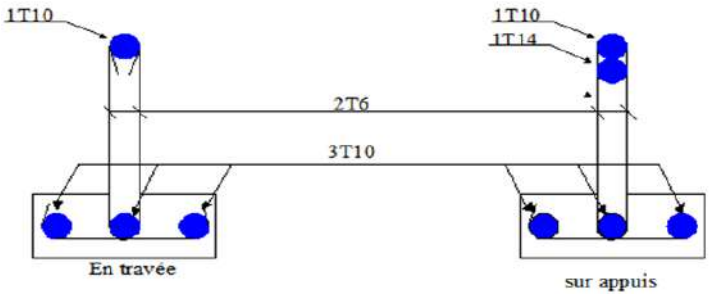


Figure. III.8. Ferraillage des poutrelles en travée, et en appuis**.**

III.3 LA DALLE PLEINE :

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

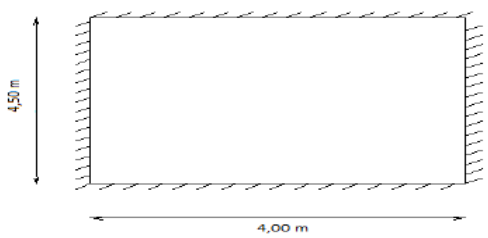


Figure III.9. Dalle pleine reposant sur 4 appui

III.2.3 Dalle reposant sur quatre appuis :

III.2.3.1 Evaluation des charges :

G=6,74kN/m^2; Q=5kN/m^2.

ELU : q_u=1,35G+1,5Q=16,6kN/m^2

ELS : q_{ser}=G+Q=11,74kN/m^2

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{4,5} = 0,85 \quad .$$

la dalle travaille dans les deux sens : $0,4 \leq \rho \leq 1$

III.2.3.2 Calcul des moments :

A. Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

B. Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ etde ν.

ν: Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & à\, l'ELU \\ 0,2 & à\, l'ELS \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires **[1].**

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu x = 0,0506 \\ \mu y = 0,6864 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 13,74 kNm$$
$$M_y = \mu_y M_x = 9,42 kNm$$

- **Moments en travées :** M_{tx}=0,85M_x=11,67kNm

  M_{ty}=0,85M_y=8,00kNm

- **Moments sur appuis :**

  M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=6,87kNm

III.2.3.3 Ferraillage de la dalle :

b=100cm ; h=16cm ; d=0,9h=14cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Ferraillage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	11,67	0,0371	0	0,0473	13,74	2,15	5T8	2,51	20
	y-y	8,00	0,0255	0	0,0322	13,81	1,47	4T8	2 ,00	25
Appuis	x-x y-y	6,87	0,0218	0	0,0275	13,84	1,25	4T8	2,00	25

III.3.1.4 Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20cm \leq Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifier*

Sens y-y : $esp = \frac{100}{3} = 33cm \leq Min(4h;45cm) = 45cm$.....*Vérifier*

Appuis :

Sens x-x et Sens y-y : $esp = \frac{100}{3} = 33cm \leq Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifier*

III.3.1.5 Condition de non fragilité :

D'après le règlement parasismique Algérien ; RPA 99version2003 :

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1{,}53cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1{,}28cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho = 0.8\,‰ \; pourlesarm \quad aturesHA \\ \rho = \frac{Lx}{Ly} = 0{,}85 \end{cases}$

Travée :

Sens x-x : $A_x = 2{,}51cm^2 \geq A_s^{\min} = 1{,}53cm^2$.....*Vérifiée*

Sens y-y : $A_y = 1{,}51cm^2 \geq A_s^{\min} = 1{,}28cm^2$.....*vérifiée*

Appuis :

Sens x-x : $A_x = 1{,}51cm^2 \geq A_s^{\min} = 1{,}53cm^2$.....*Non vérifiée*

On prend : $4T8 = 2{,}01cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{4} = 25cm$

Sens y-y : $A_y = 1{,}51cm^2 \rangle A_s^{\min} = 1{,}28cm^2$.....*vérifiée*

III.3.1.6 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée : d'après le RPA99version2003

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \rangle \ \overline{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16{,}6.3{,}8.4{,}45}{2.3{,}6 + 4{,}10} = 23{,}30kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 21{,},02kN$$

$$T_u^{\max} = Max\left(T_x ; T_y\right) = 23{,}30kN$$

$$\tau_u = \frac{23{,}30.10^3}{1000x140} = 0{,}16MPa \rangle \ \overline{\tau}_u = 1{,}25MPa.....Vérifiée$$

III.3.1.7 Vérification a l'ELS :

a. Évaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0{,}85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0576 \\ \mu_y = 0{,}7794 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 9{,}76kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 7{,}61kNm \end{cases} \qquad \begin{cases} M_{tx} = 0{,}85 M_x = 8{,}3kNm \\ M_{ty} = 0{,}85 M_y = 6{,}47kNm \\ M_a = 0{,}5 M_x = 4{,}88kNm \end{cases}$$

b. Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

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

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	8,3	2,51	2,89	5451,8	4,39	15	OK
	y-y	6,47	1,51	2,61	4504,07	2,83		
Appuis	x-x y-y	4,88	2,01	2,30	3506,13	4,24	15	OK

III.2.3.4 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20\,M_x}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27}\,à\,\frac{1}{35}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0,0421 \;\square\; 0,0425 \;\ldots\ldots\ldots\ldots\; nonvérifie \quad r \\ 0,034 \;\square\; 0,028\;à\,0,037 \;\ldots\ldots\ldots\; nonvérifie \quad r \\ 1,12\,.10^{-3} \;\square\; 5\,.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots\; \ldots vérifier \end{cases}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Vérification :**

Il faut vérifier que : $f^{\max} \leq f^{adm}$; $fadm = \frac{L}{500} = 9mm$

$$f\max = \frac{5ql^4}{384EI}$$

AN : $f\max = \frac{5.11,74.\left(4,5.10^3\right)^4}{384.10818,18.3,41.10^8} = 18,44mm.....non\square \quad vérifiée$

On prend : **e = 20cm**

$$f\max = \frac{5.11,74.\left(4,5.10^3\right)^4}{384.10818,18.6,67.10^8} = 8,68mm.....vérifiée$$

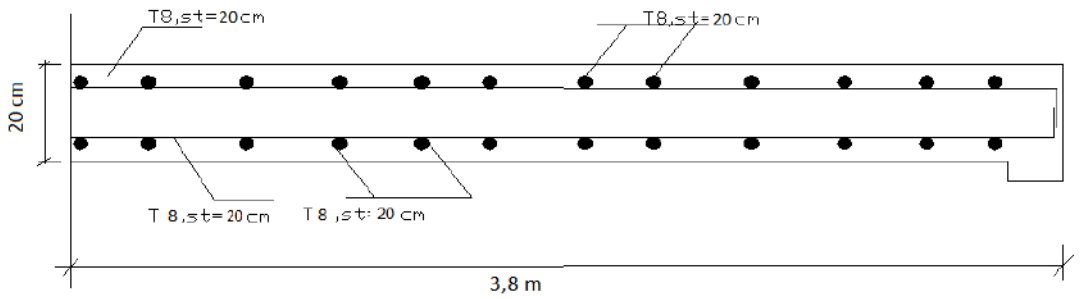


Figure III.10. Ferraillage de la dalle de compression Ferraillage sensé **X-X**

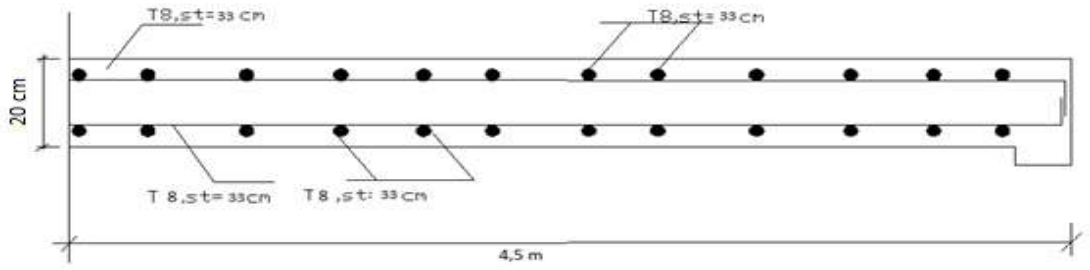


Figure III.11 Ferraillage de la dalle décompression Ferraillage sensé **y-y**

III.4 BALCON :

III.4.1 Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon.

Balcon type : dalle de deux appuis, assimilée à une console de portée 1,60m.

- **Epaisseur du balcon :**

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{160}{10} = 16cm$$

On prend: e=16cm

III.4.2 Evaluation des charges:

–Charge permanente : G=5,45kN/m^2

–Charge d'exploitation : Q=3,50kN/m^2

–Charge concentrée « F » : (Poids du mur)

Tableau III.11.charges qui agissent sur le balcons

Matériaux	*Ep (cm)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*
Enduit de ciment	2	18	0.36
Brique creuse	10	10	1
Garde-corps	/	/	0.60
			G=1.96

La charge concentrée F est alors égale à: $F = 1{,}96 \cdot 1 \Rightarrow$ **F=1,96kN**

III.4.3 Schéma statique :

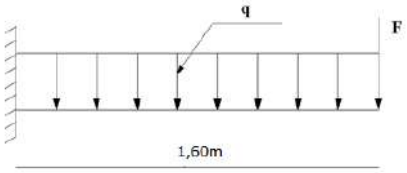


Figure III. 12: Schéma statique du balcon.

III.4.4 Combinaison des charges :

Tableau.III.12. Combinaison des charges

	ELU	***ELS***
Q (kN/ml)	12.6	8.95
F (kN)	2.65	1.96

III.4.5 Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Moment fléchissant : $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$

Effort tranchant : $T(x) = (qx + F)$

Tableau.III.13. Calcul des efforts internes

	ELU	***ELS***
M (kN.m)	-18.17	-13.78
T (kN)	22.18	15.83

III.4.6 Calcul de ferraillage:

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

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ;σ_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=16cm ; d=14,4cm ; fe=400MPa

Tableau.III.14: Ferraillage du balcon

M_u (kNm)	μ	$\mu<\mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	$A^{cal}{}_s$ (cm^2)	Choix	$A^{adp}{}_s$ (cm^2)	Esp (cm)
18,17	0,061	Oui	0	0,08	13,95	3,74	6T10	4,71	20

- **Espacement :**

$$S_t \le Min\begin{cases}(3h;33cm).....pour\ une\ ch\ arg\ e\ répartie\\(2h;22cm).....pour\ une\ ch\ arg\ e\ concentrée\end{cases}$$

$$S_t \le Min\begin{cases}33cm\\22cm\end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm.....vérifiée$$

- **Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1{,}18cm^2 \le A_r \le 2{,}36cm^2$$

Le choix est de:4T8=2,01cm^2 avec: S_t=30cm

III.2.4 Vérifications :

III.2.4.1 Condition de non fragilité :

$$A_s \ge A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_s = 4{,}71cm^2 \ \square\ A_s^{\min} = 1{,}63cm^2.....vérifiée$$

III.2.4.2 Vérifications de l'effort tranchant:

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau}_u$

Avec : $\overline{\tau}_u = Min(0{,}1f_{c28};4MPa) = 2{,}5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{22{,}18.10^3}{1000x144} = 0{,}15MPa \ \square\ \overline{\tau}_u = 2{,}5MPa.....vérifiée$$

III.2.4.3 Vérifications de l'ELS:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

III.2.4.3.1 Vérification des contraintes:

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y-c') - nA_s(d-y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y-c')^2 + nA_s(d-y)^2$$

Avec : n=15 ; c'=2cm ; d=14,4cm ; b=100cm ; A'$_s$=0

On doit vérifier que: $\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \overline{\sigma}_s = Min\left(\dfrac{2}{3} fe; 15\eta\right) = 240MPa \end{cases}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III.15. Vérification des contraintes du balcon

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$
13,78	4,71	3,86	9765,70	5,44	vérifier	237,96	vérifier

III.4.7.3.2 Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{160} = 0{,}100 \ge 0{,}0625$ ....*vérifiée*
- $\frac{A_s}{bd} \le \frac{4{,}2}{fe} \Leftrightarrow \frac{4{,}71}{100x14{,}4} = 0{,}0032 \le 0{,}0105$ .....*vérifiée*
- $\frac{h}{L} \ge \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0{,}100 = 0{,}1$..... ....*vérifiée*

III.5 L'ESCALIER :

Un escalier est une suite de plan horizontal disposé en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

III.5.7 Les éléments d'un escalier :

Dans notre bloc , on a deux types d'escalier (droit a trois volées), avec un palier intermédiaire.

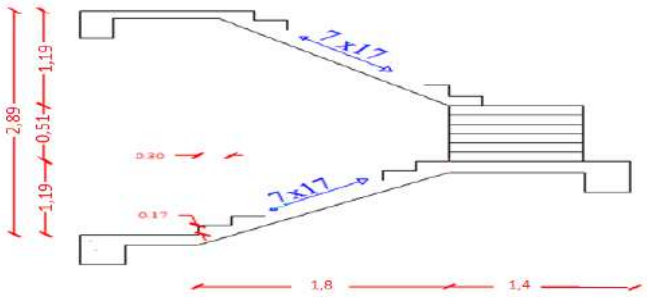


Figure III.13. Dimensions de l'escalier deux volé

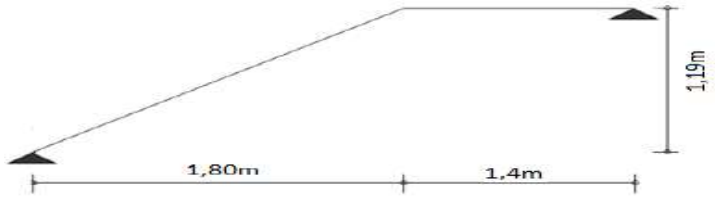


Figure III.14: Schéma statique de l'escalier.

III.5.2 Dimensionnement :

Pour le dimensionnent des marches g et contre marches h, on utilise généralement la formule de <<BLONDEL>>.

$64n^2 - 482n + 238 = 0$

Solution : $n_1 = 0{,}535$…..refusée.

$n_2 = 7$ donc on prend n=7

Donc on prend : Le nombre de contre marche …….. n= 7

Le nombre des marches ……n-1= 6

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1{,}19}{7} 0{,}17\ m = 17\ cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{1.8}{6} = 0{,}3\ m = 30\ cm$$

III.5.2.1 Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \le (g + 2h) \le 64)cm \\ (16 \le h \le 17)cm \\ (22 \le g \le 30)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30m \end{cases}$$ Vérifiée.

III.5.2.2 Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $\frac{l}{30} \le e \le \frac{l}{20}$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.20 = \sqrt{(1.8)^2 + (1.19)^2} + 1.20 = 3.35m$

Donc : $11.16 \le e \le 16.75cm$

On prend donc l'épaisseur e= 15 cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Angle d'inclinaison de la paillasse : $tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0{,}661 \Rightarrow \alpha = 33{,}46°$

III.2.5 Evaluation des charges et surcharges :

III.2.5.1 Palier :

- **Charges d'exploitations :** Q_1=2,50KN/m

- **Charges permanentes** :

Tableau.III.16. Charges permanentes du palier de repos.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Référence :*
1	*Carrelage*	**0.02**	**25**	**0.50**	**Art C.4**
2	*Mortier de pose*	**0.02**	**20**	**0.40**	**Art C.3**
3	*Lit de sable*	**0.03**	**18**	**0.54**	**Art Annexe VI A**
4	*Dalle pleine*	**0.20**	**25**	**5.0**	
5	*Enduit en ciment*	**0.02**	**18**	**0.36**	**Art C.5**
				∑ = 6.80	

III.2.5.2 Paillasse :

- **Charges permanentes :**

Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25\times 0{,}15}{\cos 33{,}46}\right)$ = 4,49 kN/m²

Tableau.III.17. Charge permanent de la paillasse.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	Poids surfacique (kN/m²)	Référence :
1	Carrelage	0.02	25	0.50	Art C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	Art C.3
3	Poids propre de la marche	0.17	25	2.13	/
4	Poids propre de la paillasse	0.15	25	4.49	/
5	Garde-corps			1.0	/
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	Art C.5
				∑ = 8.88	

Charge d'exploitation : Q_2=2,50KN/m²

III.2.6 Schéma statique :

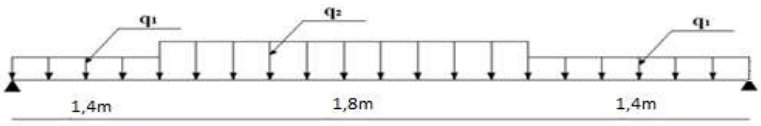


Figure III.15. Schéma statique de l'escalier.

III.2.7 Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5\ Q$; **ELS** : $q_{ser} = G + Q$

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

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	q_u (kN/m²)	q_{ser} (kN/m²)
Palier	6.8	2.5	12.93	9.3
paillasse	8.88	2.5	15.74	11.38

ELU :

- En travée :

M travée =0,9M ⟶ M travée= 115,84(KN.M)

- Sur appui :

M appui = 0,2M ⟶ M appui = 25,74(KN.M)

ELS :

- En travée :

M travée =0,9M ⟶ M travée= 67,8(KN.M)

- Sur appuis :

M appui = 0,2M ⟶ M appui = 15.06(KN.M)

III.2.8 Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=15cm

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

Tableau III.19 : Ferraillage des escaliers

	M_u (KNm)	μ	$\mu \langle \mu_R$	A_s' (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm²)
Travée	115,84	0.2	Oui	0	0.28	11,98	11,24	10T12	11,30
Appuis	25,74	0.09	Oui	0	0.11	12,86	5,75	8T10	6,28

III.5.6.1 Espacement :

- En travée : $esp \leq \frac{100-6}{9} = 10,44cm$

On prend : esp=10cm

- Sur appui : $esp \leq \frac{100-6}{7} = 13,42cm$

On prend : esp=13cm

III.5.6.2 Armature de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,83cm^2/ml \leq A_r \leq 5,67cm^2/ml$

Le choix est de 6T10= 4.71cm² avec S_t=15cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,58cm^2/ml \leq A_r \leq 3,17cm^2/ml$

Le choix est de 4T10 = 3,14cm² avec S_t=25cm

III.5.6.3 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 2,17cm^2$$

- En travée : $A_s = 11,24cm^2 \rangle A_s^{\min} = 2,,17cm^2$ .... *vérifiée*
- Sur appui : $A_s = 5,75cm^2 \rangle A_s^{\min} = 2,17cm^2$ .... *vérifiée*

III.5.6.4 Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = Min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right) = 3{,}33MPa \text{ (Fissuration peu nuisible)[1]}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{35{,}083\times10^3}{1000\times135} = 0{,}259MPa\langle\overline{\tau_u} = 3{,}33MPa.....vérifiée$$

III.5.7 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}\langle 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}\rangle 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}}{\sigma_s}\right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} = 57{,}78*10^3 - \frac{115.84\times10^6}{0{,}9\times135} = -5{,}426KN\langle 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0{,}32MPa\langle 0{,}05f_{c28} = 1{,}25MPa.....vérifiée$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

b. Vérification des contraintes du béton :

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y-c') - nA_s(d-y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

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

Avec :n=15 ; c'=2cm ; d=135cm ; b=100cm ; $A_s^{'}$=0 **;**On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.20 : Vérification des contraintes.

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	67,8	7.62	4.86	27132,85	3,61	**Vérifiée**
Appui	15,06	2.89	4.12	21370,26	5,52	**Vérifiée**

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4{,}2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{15}{344} = 0{,}082 \geq 0{,}0625 vérifiée \\ \frac{7{,}62}{100 \times 13{,}5} = 0{,}007 \leq 0{,}0105 \quad vérifiée \\ 0{,}083 \geq \frac{1}{10} = 0{,}1 nonvérifiée \end{cases}$$

Une conditions ne' pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec : $\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}}; f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}}; \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$ L = 4,6m

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \begin{cases} I_{Fi} = 1{,}1.\frac{I_0}{1 + \lambda_i.\mu} \\ I_{Fv} = 1{,}1.\frac{I_0}{1 + 0{,}4.\lambda_i.\mu} \end{cases}$$ Moment d'inertie fictive.

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05 f_{t28}}{\delta\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02 f_{t28}}{\delta\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} \qquad \begin{cases} \delta = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau. III.21.Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0(cm⁴)	I_{fi}(cm⁴)	I_{fv}(cm⁴)
40.571	5,23	0.008	201,1	6,77	2,71	0.64	24647,47	1726,94	20956,5

Donc :

$$\left.\begin{matrix} f_i = 0{,}1cm \\ f_v = 0{,}62m \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}52cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0{,}52cm \langle \bar{f} = 1cm \text{.....} vérifiée.$$

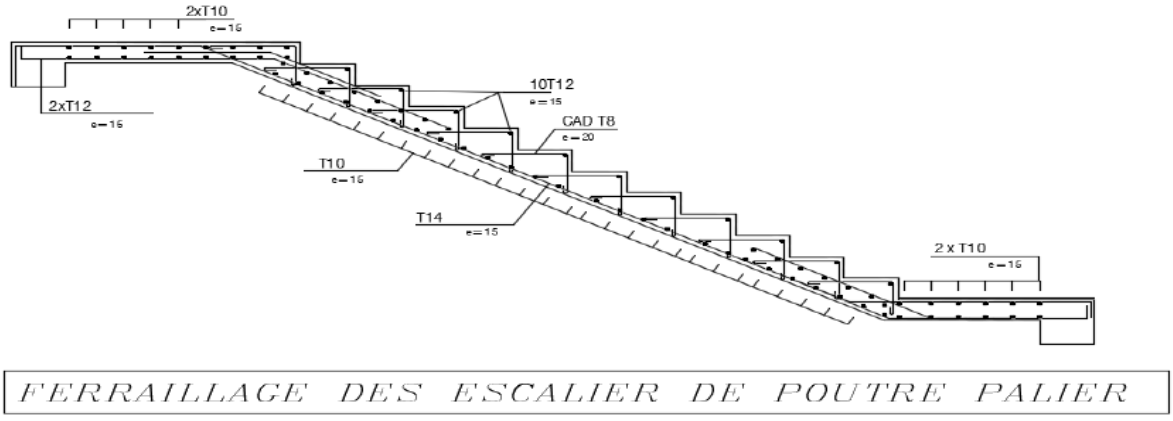


Figure III.16. Ferraillage des escaliers étage courant

CONCLUSION :

Les éléments secondaires n'ont pas été affectés par le changement des types d'entre vous car ces éléments ne participent pas aux résistances de la structure.

CHAPITREVI :Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques**.**

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003.**

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude sismique :

IV.2.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituants le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.2.2 Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Masse source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1 La méthode statique équivalente :

a. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

b. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut.

IV.3.2 La méthode modale spectrale :

a. Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad \ldots\ldots(4\text{-}14) \textbf{ [1]}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et T_K la période du mode K.

b. Analyse spectrale :

- **Utilisation des spectres de réponse :**

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

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

➢ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

Sa/g

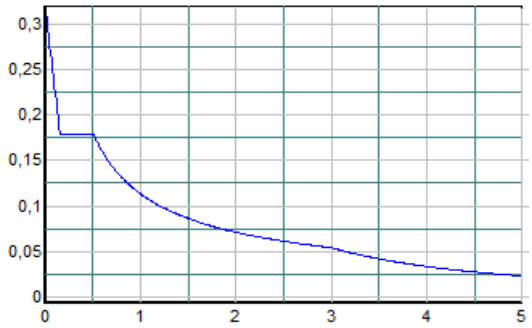


Figure IV.1: Spectre de réponse

- **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par le « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à *80%* de la résultante des forces sismiques déterminer par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t<0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,..) dans le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$.

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \textbf{[1]}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : **2**

A=0.25D : facteur d'amplification dynamique moyen.

*zone sismique : **III**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \\ & \end{cases} .$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

T1 =0.15 sec.

Catégorie S_3 ⟶ site meuble

T2 =0.50 sec.

- $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$

avec $\xi=7\% \rightarrow \eta=0,8819$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (**T) :.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003sont :

$$T=\min\ (\ T=C_T \times h_N^{\ 3/4},\ T\ = 0,09\frac{h_N}{\sqrt{D}}\ )$$

$$C_T\ = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N\ = 23.2\text{m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré.

$\rightarrow$ D_x=19.40 m.

$\rightarrow$ D_y=19.35 m.

$\rightarrow T = C_T \text{ x } h_N^{3/4} = 0.05\ (23.2)^{3/4} = 0.53$ s, dans les deux directions.

- Suivant la direction (x – x) $T_x = 0.09\frac{23.2}{\sqrt{19.40}} = 0.47$ sec.
- Suivant la direction (y – y) $T_y = 0.09\frac{23.2}{\sqrt{19.35}} = 0.47$ sec.

Sens (x-x) : T_x = min (0.47 ; 0.53) = 0.47 sec

Sens (y-y) : T_y = min(0.47 ; 0.53)= 0.47 sec.

Calcul de D : $D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T_X}\right)^{2/3} = 2.5\times 0.8819\times\left(\frac{0.5}{0.47}\right)^{2/3} = 2.29$

$$D_y = 2.5\eta = 2.5\times 0.8819 = 2.20$$

R : Coefficient de comportement. .

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau **(4.3) de RPA 99v2003** en fonction du système de contreventement.

R=5 (mixte portique/voiles avec interaction)

Q : Facteur de qualité ; $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$

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

Sa valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003).**

Tableau IV.1 : Facteur de qualité

Critère q	*Observée (o/n)*	*Pq // xx*	*Observée (o/n)*	*Pq // yy*
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.05	oui	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1	non	0.1

Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0+0.05+0.1)=**1.30**

Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0+0.05+0.1)=**1.30**

Donc : $V_X = \frac{A \times D_X \times Q}{R} . W = \frac{0,25 \times 1,97 \times 1,25}{5} . W = 0,123125 . W$

$V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q}{R} = \frac{0,25 \times 2,20 \times 1,25}{5} . W = 0,1375 . W$

IV.4 Résultats de l'analyse sismique :

IV.4.1 Modèle initial :

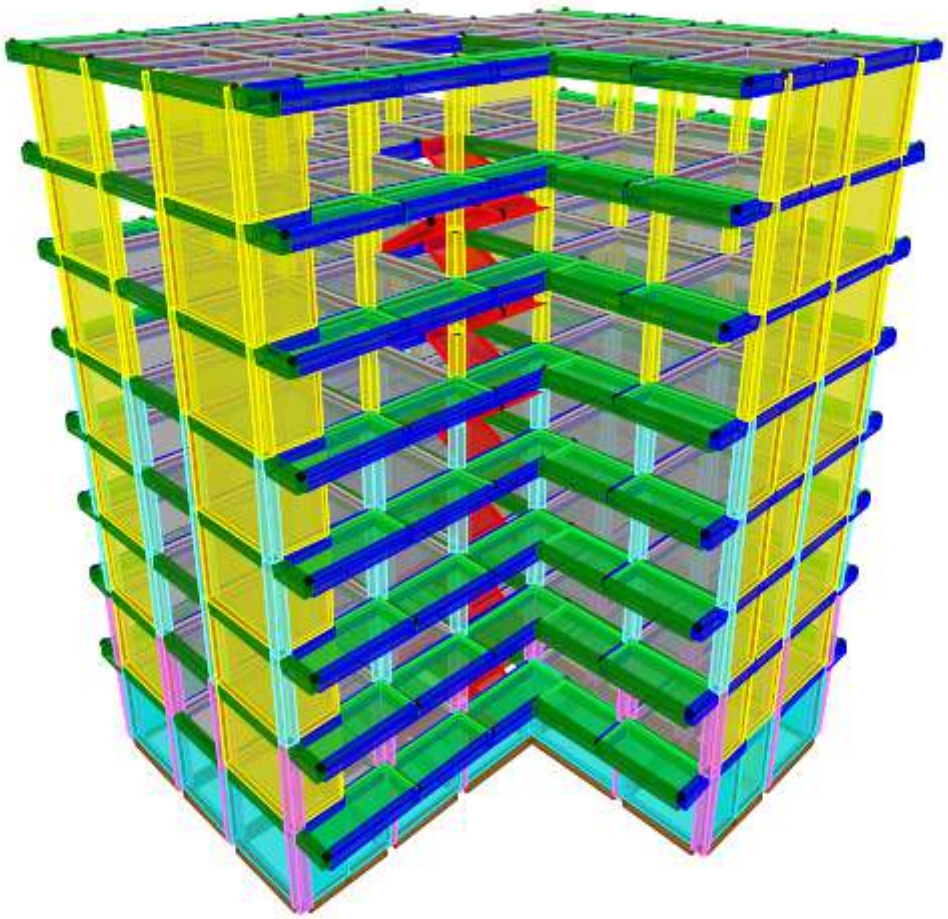


Figure IV.2 : Vue en plan du 1er modèle

IV.4.2 Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

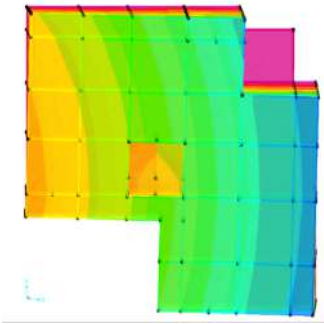
L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : T =1,205sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%**à partir du**10ème** mode.

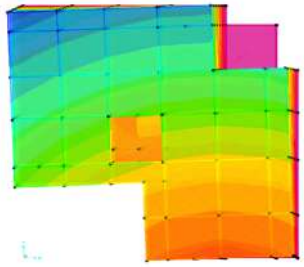
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.

Modes	*Période*	*UX*	*UY*	*UZ*	$SumU_X$	$SumU_Y$	$SumU_Z$
1	*1*	0.666	1%	57%	5%	0.60%	57.38%
2	*2*	0.432	50%	3%	8%	50.51%	59.91%
3	*3*	0.299	11%	3%	48%	61.05%	62.69%
4	*4*	0.178	0%	14%	1%	61.22%	76.59%
5	*5*	0.150	0%	0%	0%	61.22%	76.62%
6	*6*	0.103	15%	1%	2%	76.07%	77.57%
7	*7*	0.097	0%	0%	0%	76.08%	77.58%
8	*8*	0.096	0%	0%	0%	76.18%	77.60%
9	*9*	0.095	0%	0%	0%	76.43%	77.63%
10	*10*	0.092	0%	0%	0%	76.65%	77.71%

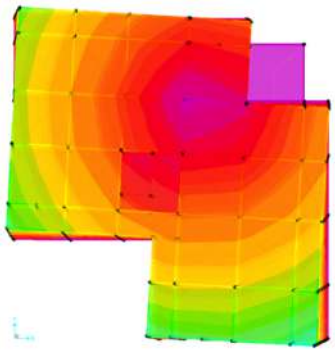
- Le 1er mode est un mode de translation Y
- Le 2ème mode est un mode de translationX
- Le 3èmemode est un mode de rotation.



Le 1èr mode : translation suivant la Deuxième diagonale.



Le 2ème mode : translation suivant la première Diagonale + léger décalage



Le 3ème mode : rotation.

Figure IV.3: Comportement des trois modes.

IV.4.3 Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de sap 2000 on a :

- W=35932.808 KN $\rightarrow \begin{cases} vsx = 5928.913 \\ vsy = 5928.913 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Edx = 4769.716 \\ Edy = 4765.984 \end{cases}$

$$\begin{cases} \frac{Edx}{VSX} = 0.804 \\ \frac{Edx}{VSX} = 0.804 \end{cases}$$

IV.4.4 Vérification des déplacements inter étage :

Selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \overline{\Delta} \quad et \quad \Delta_K^y \leq \overline{\Delta}$

$\overline{\Delta} = 0{,}01 \ he$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec : $\delta_K^x = R\frac{0{,}8V^x}{V_t^x}\delta_{eK}^x \quad et \quad \delta_K^y = R\frac{0{,}8V^y}{V_t^y}\delta_{eK}^y \ si \ \frac{0{,}8V^x}{V_t^x} > 1, et \ \frac{0{,}8V^y}{V_t^y} > 1$

$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad et \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages du 1er modèle

Niveaux	$\delta_{eK}^{x}(cm)$	$\delta_{eK}^{y}(cm)$	$\delta_K^x\,(cm$	$\delta_K^y\,(cm\,)$	$\Delta_K^x\,(cm\,)$	$\Delta_K^y\,(cm\,)$	$\overline{\Delta}\,(cm\,)$	*Obs*
8	1.926	4.113	6.741	14.396	1.120	2.114	2,89	**vérifiée**
7	1.606	3.509	5.621	12.282	1.151	2.275	2,89	**vérifiée**
6	1.27	2.859	4.470	10.007	1.145	2.377	2,89	**vérifiée**
5	0.950	2.180	3.325	7.630	1.088	2.331	2,89	**vérifiée**
4	0.639	1.514	2.237	5.299	0.966	2.184	2,89	**vérifiée**
3	0.363	0.890	1.271	3.115	0.753	1.488	2,89	**vérifiée**
2	0.148	0.362	0.518	1.267	0.458	1.204	3.06	vérifiée
1	0.017	0.063	0.060	0.063	0.06	0.063	3.06	vérifiée

IV.4.4.1 Vérifications du critère de l'effort normal réduit :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec : B_c : section de poteau

N_d : G+Q ±E

Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés.

Niveaux	N_d *(KN)*	B_c *(cm²)*	ν	*Obs*
P6	416.07	35×35	0,153	<0,3
P5	612.24	35×35	0,225	<0,3
P4	833.75	40×40	0.231	>0,3
P3	1025.09	40×40	0,284	<0,3
P2	1054.68	40×40	0,28	>0,3
P1	1386.27	45×45	0,29	<0,3
R.D.C	1358.9	45×45	0.294	<0,3

Les sections des poteaux ont été augmentées pour vérifier le critère de l'effort normal réduit .

IV.4.4.1 Vérification des conditions du facteur de comportement R :

- **Justification des voiles sous charges verticales :**

L'effort normal total à la base de la structure P_{Tot}=36884,17 kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles P_{voiles}=10022,67 kN.

P_{voiles}/ P_{Tot}=27,17 % > 20%

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

IV.4.4.2 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second **ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

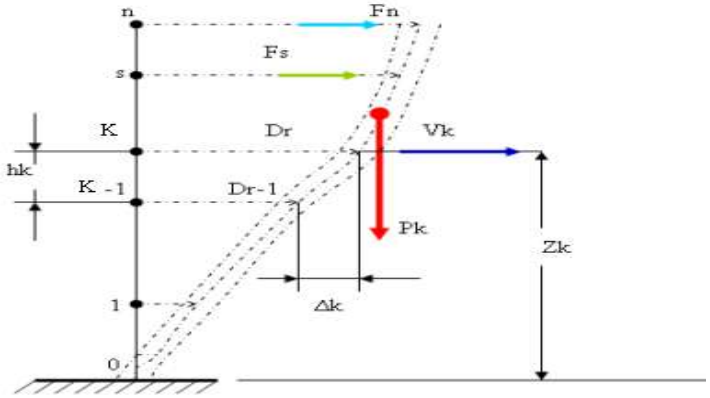


Figure IV.4 : Evaluation des effets du second ordre.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10 \text{ "RPA99 version 2003"[2]}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau *

K : $P_K = \sum_{i=k}^{n} (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau IV.5: Vérification l'effet p-Δ .

Niv (m)	*Pk (kN)*	*Δkx (cm)*	*Δky (cm)*	*WIHI*	*Vkx (kN)*	*Vky (kN)*	*hk*	*θkx*	*θky*	*Obs*
23.46	4124.93	1.12	2.12	96770.858	1011.37	1010.87	289	0.016	0.03	***Vérifiée***
20.57	4290.98	1.16	2.28	88265.459	922.47	922.02	289	0.019	0.037	***Vérifiée***
17.68	4317.06	1.15	2.38	76325.621	797.69	797.3	289	0.022	0.045	***Vérifiée***
14.79	4354.98	1.09	2.34	64410.154	673.16	672.83	289	0.024	0.052	***Vérifiée***
11.9	4392.9	0.96	2.19	52275.51	546.34	546.07	289	0.027	0.061	***Vérifiée***
9.01	4398.68	0.76	1.86	39632.107	414.2	414	289	0.028	0.068	***Vérifiée***
6.12	4660.06	0.46	1.2	28519.567	298.06	297.92	306	0.024	0.061	***Vérifiée***

Vu les résultats obtenus les conditions $\theta_x et \theta_y \leq 0{,}1$ est satisfaites, d'ou les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

CHAPITREV :Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- poteaux
- poutres
- voiles

V.2 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression “N“, et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	***Béton***			***Acier***		
	γ_b	f_{c28} ***(MPa)***	σ_{bc} ***(MPa)***	γ_s	***fe (MPa)***	σ_s ***(MPa)***
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.2.1 Combinaison d’action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

Situation durable **ELU** : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : G+Q+E

0,8G±E

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{max}, M^{corr})

2- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M^{max,}$ N^{corr})

3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{min}, M^{corr})

V.2.2 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$* \ 0{,}9\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)

$* \ 0{,}9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec : A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

a. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E**

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.2 : Ferraillages des poteaux carrées situation durable (N^{max}, M^{corr}).

(i) *Niveaux*	*Section Cm^2*	*N^{max} KN*	*M^{corr} KN.m*	*Sollicitation*	*A_S Cm^2*	*A'_S Cm^2*	*$A_{S\,min}$ RPA*
Sou sol +RDC	45x45	2050.24	2.25	SEC	0	0	18.23
1ere et 2ème et 3ème	40x40	1496.38	13.42	SEC	0	0	14.4
4éme et5ème et6ème	35x35	756.76	4.84	SEC	0	0	11.025

b. ($M^{max,}$ N^{corr}) :

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux carrées situation durable ($M^{max,}$ N^{corr}).

(ii) Niveaux	Section Cm^2	M^{max} KN.m	N^{corr} KN	Sollicitation	A_S Cm^2	A'_S Cm^2	$A_{S\ min}$ RPA
Sou sol +RDC	***45x45***	-21.96	1748.92	SEC	0	0	18.23
1^{ere}et $2^{ème}$ et $3^{ème}$	***40x40***	-24.33	150.83	SEC	0	0	14.4
$4^{éme}$ et$5^{ème}$et$6^{ème}$	***35x35***	-28.96	42.52	SEC	0	0	11.025

c. (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux carrées situation durable (N^{min}, M^{corr}).

Niveaux	Section Cm^2	N^{min} KN	M^{corr} KN.m	Sollicitation	A_S Cm^2	A'_S Cm^2	$A_{S\ min}$ RPA
Sou sol +RDC	45x45	366.56	-7.30	SEC	0	0	38,02
1^{ere}et $2^{ème}$ et $3^{ème}$	40x40	150.83	-24.33	SEC	0	0	32,4
$4^{éme}$ et$5^{ème}$et$6^{ème}$	35x35	42.52	-28.96	SEC	0	0	27,23

V.2.3 Choix des armatures :

Tableau V.5 : Choix des armatures des poteaux carrées.

Niveaux	Sections (cm^2)	A_S^{cal} Cm^2	A_S^{min} Cm^2	A_S^{max} (Z.R) (cm^2)	A_S^{max} (Z.C) (cm^2)	Choix des armatures	A_S^{adp} Cm^2
Sou sol +RDC	45x45	6,03	38,02	253,5	126,75	10T16	18.23
1^{ere}et $2^{ème}$ et $3^{ème}$	40x40	9,86	32,4	216	108	8T16	14.4
$4^{éme}$ et$5^{ème}$et$6^{ème}$	35x35	9,71	27,23	181,5	90,75	8T14	11.025

V.2.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser ,Nser) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :** $\sigma_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$
- **Acier**: Fissuration peu nuisible Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s} = \zeta_s = Min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0{,}5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma_s} = 0{,}8\zeta_s$

Avec : η=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc σ_s=201.63MPa.

a. (N^{max},M^{corr}) :

Tableau V.6 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrées.

	Sections (cm²)	N_{ser}^{max} ***(kN)***	M_{ser}^{corr} ***(kN.m)***	σ_s ***(MPa)***	σ_{sadm} ***Mpa***	σ_{bc} ***(MPa) sup***	σ_{bcadm} ***Mpa***	***Vérification***
Sou sol +RDC	45x45	1492.73	1.55	117.3	201.63	4.6	15	OK
1ere et 2ème et 3ème	40x40	1094.03	-13.18	98.3	201.63	5.3	15	OK
4éme et5ème et6ème	35x35	553.76	-10.79	58.6	201.63	4.1	15	OK

b.($M^{max,}$ N^{corr}) :

Tableau V.7: Vérification des contraintes pour les poteaux carrées.

	Sections (cm²)	M_{ser}^{max} ***(kN)***	N_{ser}^{corr} ***(kN.m)***	σ_s ***(MPa)***	$\sigma_{s\,adm}$ ***Mpa***	σ_{bc} ***(MPa) sup***	$\sigma_{bc\,adm}$ ***Mpa***	***Vérification***
Sou sol +RDC	45x45	15.97	1278.96	91.9	201.63	4.8	15	**OK**
1ere et 2ème et 3ème	40x40	17.69	111.07	3.6	201.63	1,8	15	**OK**
4éme et5ème et6ème	35x35	21.11	31.36	57.2	201.63	3.5	15	**OK**

V.2.4 Vérification De L'effort Tranchant :

V.2.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$ ……Poteaux carré

$\tau_u = \frac{T_u}{R^2\sqrt{2}} \leq \overline{\tau}_u$…….. Poteaux circulaire

Où τ_u : contrainte de cisaillement.

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

R : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\overline{\tau_u}$ égale à :

Selon le BAEL 91 **[1] :**

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ ….Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ …..Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.03[2] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

ρ_d=0,075…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

ρ_d=0,040…….si l'élancement $\lambda < 5$

Avec : λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.

Niveaux	Sections (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau}_u^{CBA\ 93}$ (MPa)	
Sou sol +RDC	45x45	34,129	0.08	11,41	0.075	1,875	2,50	OK
1ere et 2ème et 3ème	40x40	29,949	0.083	11,68	0.075	1,875	2,50	OK
4éme et5ème et6ème	35x35	30,316	0.1	12,74	0,075	1.875	2,50	OK

V.2.5 Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- **Selon CBA 93 :**

$$\begin{cases} S_t \le Min(0{,}9d;40cm) \\ \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

- **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

ρ_a=2,5…….si $\lambda_g \ge 5$

ρ_a=3,75……...si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \le 10cm$……...Zone nodale (zone III).

$S_t \le Min\left(\frac{b}{2};\frac{h}{2};10\phi_l\right)$…..Zone courante (zone III).

$Ø_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \text{.....si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \text{.....si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.9 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés **.**

Niveaux	*Section (cm²)*	*Barres*	*$Ø_l$ (mm)*	*S_t (cm)*	
				Zone nodale	*Zone courante*
Sou sol +RDC	45x45	10T16	16	10	20
1ere et 2ème et 3ème	40x40	8T16	16	10	20
4éme et5ème et6ème	35x35	8T14	14	10	15

Tableau V.10: Choix des armatures transversales pour les Poteaux carrées.

Niveaux	**Section (cm²)**	**L_f (m)**	**λ_g (%)**	**ρ_a**	**T_u^{max} (kN)**	**Zone**	**S_t (cm)**	**A_t^{cal} (cm²)**	**Choix**	**A_s^{adp} (cm²)**
Sou sol +RDC	45x45	2.14	3,29	3,75	34,129	N	10	0,49	6T8	3.02
						C	20	0,98	6T8	3.02
1ere et 2ème et 3ème	40x40	2.02	3,36	3,75	29,949	N	10	0,46	6T8	3.02
						C	20	0,93	6T8	3.02
4éme et5ème et6ème	35x35	2.02	3,67	3,75	30,316	N	10	0,51	4T8	2.01
						C	15	0,77	4T8	2.01

V.2.6 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50Ø_l$ en zone III.

Pour : Ø=16mm…….L_r=80cm

Ø=14mm…….L_r=70cm

V.2.7 Schéma de ferraillage des poteaux :

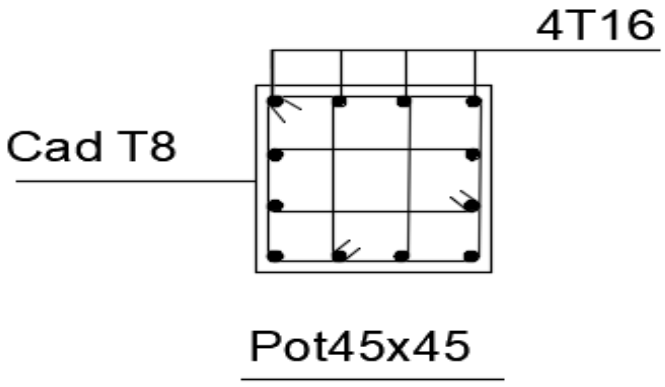


Figure V.1 : Poteau carrée Sou sol +RDC.

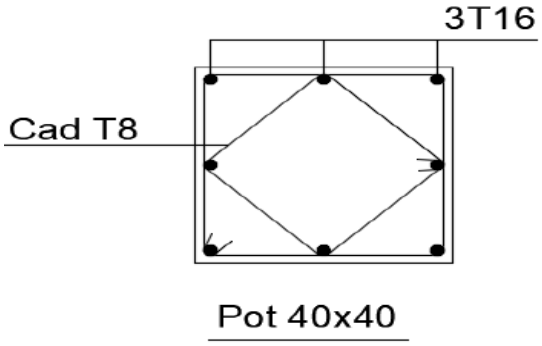


Figure V.2 : Poteau carrée 1ère ,2éme et 3éme étages

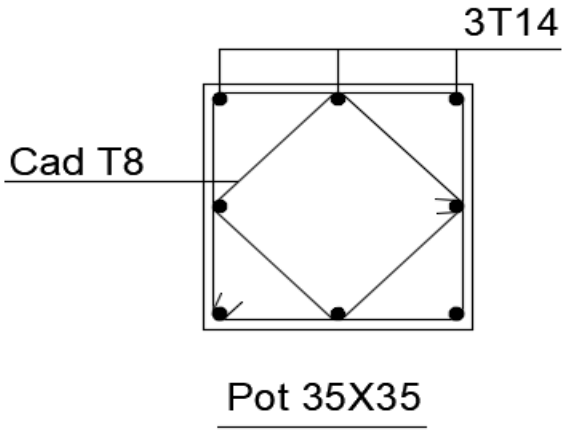


Figure V.3 : Poteau carrée 4éme, 5éme et 6éme étages.

V.3 Ferraillage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S: G + Q

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

- 0.8 G ± E
- G + Q ± E

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
   - 4% en zone courante.
   - 6% en zone de recouvrement.
3- La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø en zone III.
4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.3.3 Calcul de ferraillage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

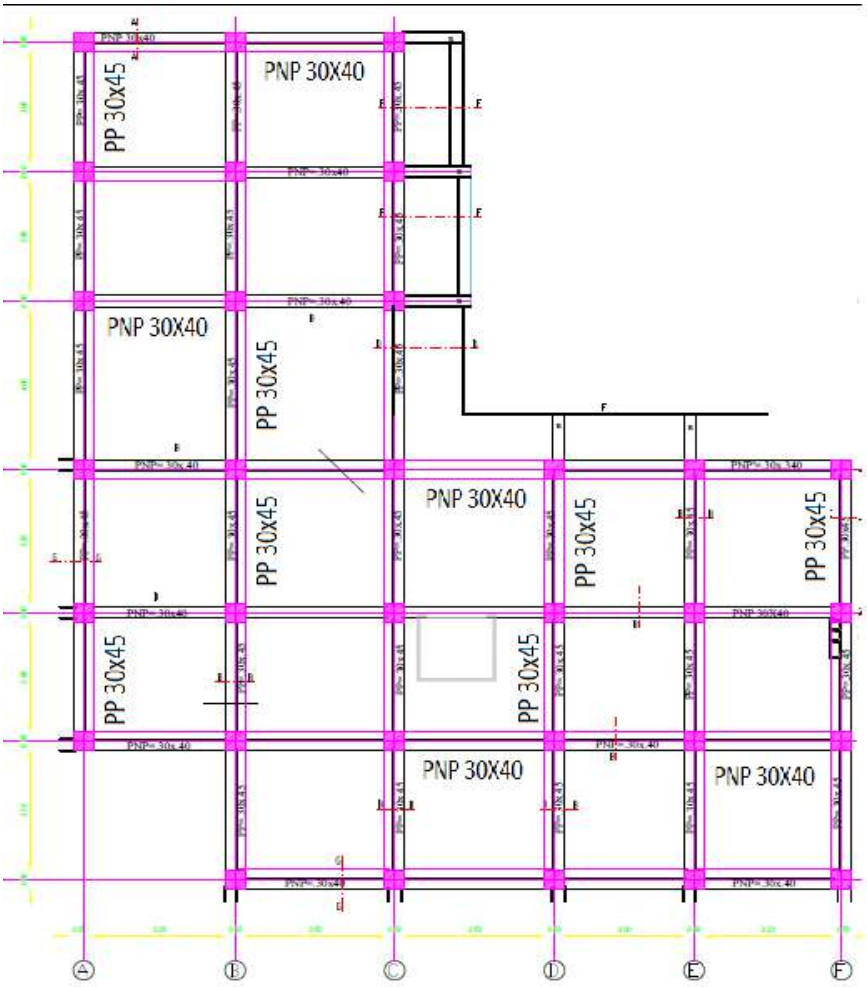


Figure V.4 : Disposition des Poutres.

V.3.3.1 Sens porteur 30x45 :

- **Situation accidentelle : G+Q+E**

Tableau V.11 : Ferraillage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle).

Niveaux	*Section (cm²)*	*Position*	M^{max} *(kNm)*	A_s *(cm²)*	A_s' *(cm²)*
Etage de bureau	30x45	***Travée***	52,947	3,92	0
		Appui	115,1701	0	9,02
Etage courant	30x45	***Travée***	127,2626	10,09	0
		Appui	173,1574	0	14,47
Terrasse	30x45	***Travée***	66,6905	4,99	0
		Appui	120,414	0	9,48

- **Situation accidentelle : 0.8 G + E**

V.12: Ferraillage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle).

Niveaux	*Section (cm^2)*	*Position*	*M^{max} (kNm)*	*A_s (cm^2)*	*A_s' (cm^2)*
Etage de bureau	30x45	***Travée***	62,3196	4,65	0
		Appui	91,9015	7.04	0
Etage courant	30x45	***Travée***	129,7958	10,32	0
		Appui	158,937	13.05	0
Terrasse	30x45	***Travée***	68,4842	5,14	0
		Appui	108,6582	8.46	0

V.3.3.1 Sens non porteur 30x40 :

- **Situation accidentelle : G+Q+E**

Tableau V.13 : Ferraillage des poutres porteuses 30x40 (situation accidentelle)

Niveaux	*Section (cm^2)*	*Position*	*M^{max} (kN.m)*	*A_s (cm^2)*	*A_s' (cm^2)*
Etage de bureau	30x40	***Travée***	39,884	3,36	0
		Appui	55,9024	0	4,8
Etage courant	30x40	***Travée***	101,4338	9,22	0
		Appui	117,1122	0	10,89
Terrasse	30x40	***Travée***	70,0946	6,12	0
		Appui	30,2643	0	2,53

- **Situation accidentelle : 0.8 G + E**

Tableau V.14 : Ferraillage des poutres porteuses 30x40 (situation accidentelle)

Niveaux	*Section (cm^2)*	*Position*	*M^{max} (kNm)*	*A_s (cm^2)*	*A_s' (cm^2)*
Etage de bureau	30x40	***Travée***	41,3523	3,49	0
		Appui	54,434	0	4,67
Etage courant	30x40	***Travée***	100,4342	9,12	0
		Appui	113,4175	0	10.49
Terrasse	30x40	***Travée***	82,5841	7,33	0
		Appui	95,4257	0	8,61

V.3.4 Choix des armatures :

V.3.4.1 Sens porteur 30x45:

Tableau V.15 : Choix des armatures pour les poutres porteuses30x45.

Niveaux	*Section (cm²)*	*Position*	*M^{max} (KNm)*	*A_s^{max} (ZC) (cm²)*	*A_s^{max} (ZR) (cm²)*	*A_{sRPA}^{min} (cm²)*	*A_s^{cal} (cm²)*	*Choix des armatures*	*A_s^{adp} (cm²)*
Etage de bureau	30x45	*Travée*	62,31	40,5	81	7,5	4.65	4T16	8.04
		Appui	115,17				9,02	6T14	9.24
Etage courant	30x45	*Travée*	129,79	40,5	81	7.5	10,32	4T16+2T14	10.78
		Appui	173,15				14,47	4T20+2T14	15.65
Terrasse	30x45	*Travée*	68,48	40,5	81	7.5	5,14	4T16	9.24
		Appui	120,41				9.48	6T16	12.06

V.3.4.2 Sens non porteur 30x40 :

Tableau V.16 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Niveaux	*Section (cm²)*	*Position*	*M^{max} (KN.m)*	*A_s^{max} (ZC) (cm²)*	*A_s^{max} (ZR) (cm²)*	*A_{sRPA}^{min} (cm²)*	*A_s^{cal} (cm²)*	*Choix des armatures*	*A_s^{adp} (cm²)*
Etage de bureau	30x40	*Travée*	41,35	48	72	6	3 ,49	4T14	6.16
		Appui	55,90				4,8	4T14	6.16
Etage courant	30x40	*Travée*	101,43	48	72	6	9,22	6T16	12.06
		Appui	117,11				10,49	6T16	12.06
Terrasse	30x40	*Travée*	82,58	48	72	6	7,33	6T14	9.24
		Appui	95,42				8,61	6T14	9.24

V.3.5 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$$ **[1]**

Avec : f_{t28}=2.1MPa ;f_e=400Mpa

Tableau V.17 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm2)	*$A_{s(min)}^{choisi}$(cm2)*	*A_s^{min} (cm2)*	*Vérification*
30x45	8,04	1.63	Vérifiée
30x40	6.16	1.44	Vérifiée

V.3.5 Vérification vis à vis de l'ELS :

V.3.5.1 Sens porteur30x45 :

Tableau V.18 : Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS.

Niveaux	*Position*	M_{ser} *(KN.m)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ *(MPa)*	*Vérification*
Etage de bureau	***Travée***	31,3961	3,25	15	107,8	201.63	OK
	Appui	63,6051	6,59		161,2		
Etage courant	***Travée***	27,9069	2.46	15	72	201.63	OK
	Appui	56,5569	4,04		101,3		
Terrasse	***Travée***	32,6993	3,14	15	98	201.63	OK
	Appui	28,8721	2,33		63,7		

V.3.5.2 Sens non porteur30x40 :

Tableau V.19:Vérification des poutres non porteuse 30x40 à l'ELS.

Niveaux	**Position**	M_{ser} **(KN.m)**	σ_{bc} **(MPa)**	$\overline{\sigma}_{bc}$ **(MPa)**	σ_s **(MPa)**	$\overline{\sigma}_s$ **(MPa)**	**Vérification**
Etage de bureau	Travée	12,8447	1,48	15	63,9	201.63	OK
	Appui	24,7819	3,65		126,9		
Etage courant	Travée	11,4651	1,18	15	30,6	201.63	OK
	Appui	23,8494	2,45		63,7		
Terrasse	Travée	12,0148	1,43	15	41,5	201.63	OK
	Appui	25,5191	3,04		88,2		

V.3.6 Vérification de l'effort tranchant :

V.3.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$

Avec : T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\overline{\tau}_u = Min\left(0{,}10f_{c28}; 4MPa\right) = 2{,}5MPa$ (Fissuration préjudiciable).**Selon le CBA93**

- **Sens porteur30x45 :**

Tableau V.20:Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x50

Niveaux	*Section (cm²)*	T_u^{max} *(kN)*	τ_u*(MPa)*	$\bar{\tau}_u$ *(MPa)*	*Vérification*
bureau	30x45	10,388	0,08	2.5	OK
	30x45	32,984	0,24	2.5	OK
Etage courant	30x45	76,659	0,56	2.5	OK
	30x45	40	0,29	2.5	OK
terrasse	30x45	46,577	0,34	2.5	OK
	30x45	60,5	0,44	2.5	OK

- **Sens non porteur 30x40 :**

Tableau V.21:Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur 30x40

Niveaux	*Section (cm²)*	T_u^{max} *(kN)*	τ_u*(MPa)*	$\bar{\tau}_u$ *(MPa)*	*Vérification*
bureau	30x40	34,574	0,28	2.5	***OK***
	30x40	40	0,33	2.5	***OK***
Etage courant	30x40	70,696	0,58	2.5	***OK***
	30x40	80,52	0,67	2.5	***OK***
terrasse	30x40	57,351	0,47	2.5	***OK***
	30x40	65,30	0,54	2.5	***OK***

V.3.7 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

➢ **Selon le CBA93 :** $\rightarrow \begin{cases} S_t = Min(0{,}9d;40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3f_{t28}K}{0{,}8f_e} \quad K=1 \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$

➢ **Selon le RPA 99 version 2003 :** $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0{,}003S_t b \\ S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4};12\phi_l\right) .....Zone\ nodale \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} .....Zone\ courante \end{cases}$

Avec : $\phi_t \leq Min\left(\dfrac{h}{35};\phi_l;\dfrac{b}{10}\right) = 1{,}43cm$

On prend : $Ø_t$=8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.22: Calcul des armatures transversales.

Sens	*Section (cm^2)*	*T_u(kN)*	*τ_u (MPa)*	*BAEL91*	*RPA99*		*S_t^{adp} (cm)*		*A_t (cm^2)*	*Choix*
				S_t(cm)	S_t(cm)ZC	S_t(cm)ZN	ZN	ZC		
Porteur	***30x45***	76,659	0,56	36	22,5	11,25	10	20	1.80	**4T8**
Non Porteur	***30x40***	80,52	0,67	32,4	20	10	10	20	1.80	**4T8**

V.3.8 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$

Poutre porteuse (30x45) : $f_{adm} = \dfrac{420}{500} = 0{,}84cm$

Poutre non porteuse (30x40) : $f_{adm} = \dfrac{370}{500} = 0{,}74cm$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

➢ **le Calcul se fait par le SOCCOTEC :**

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.23 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Type de Pouters	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	Vérification
Poutres porteuse (30x45)	5.5	6,1	6.2	8,4	***OK***
Poutre non porteuse (30x40)	2,5	6,06	3,56	7,4	***OK***

V.3.9 Schéma de ferraillage des poutres :

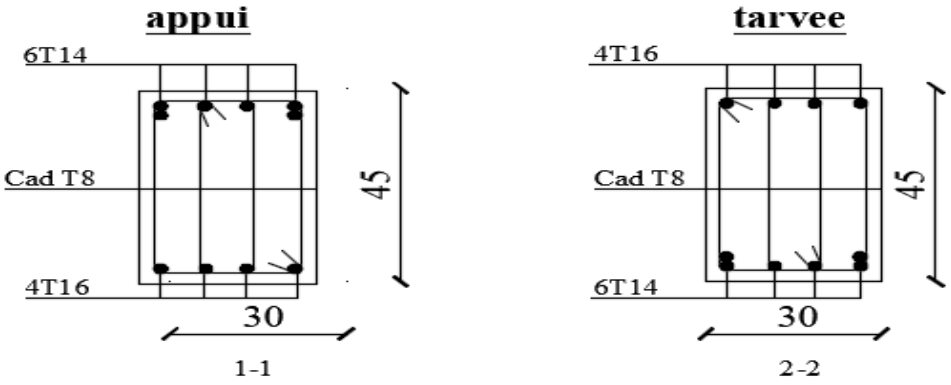


Figure V.5 : Poutre porteuse 30x45 étage bureau.

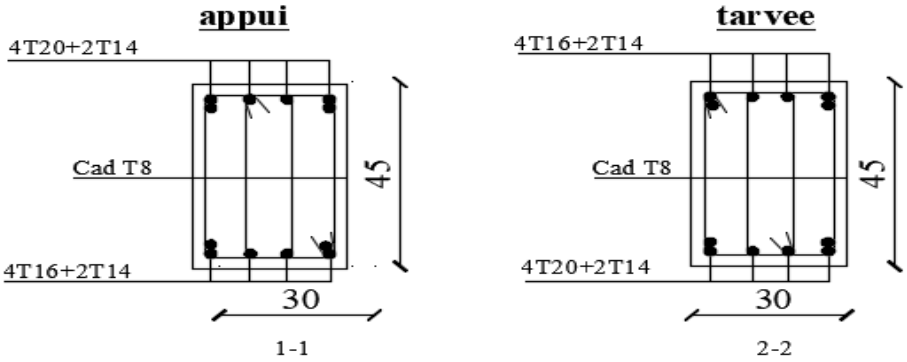


Figure V.6 : Poutre porteuse 30x45 étage courant.

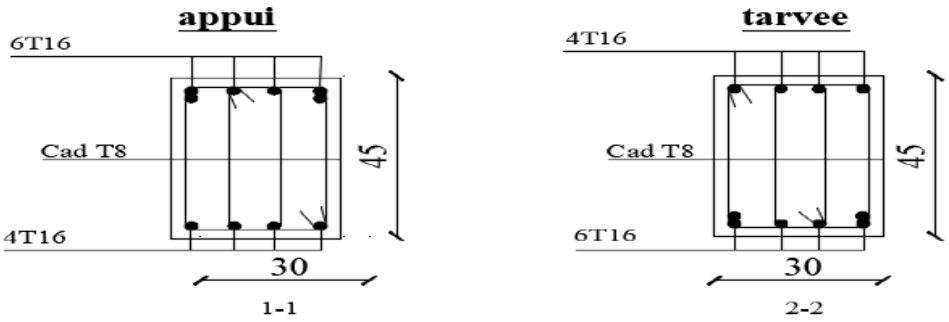


Figure V.7: Poutre porteuse 30x45 Terrasse.

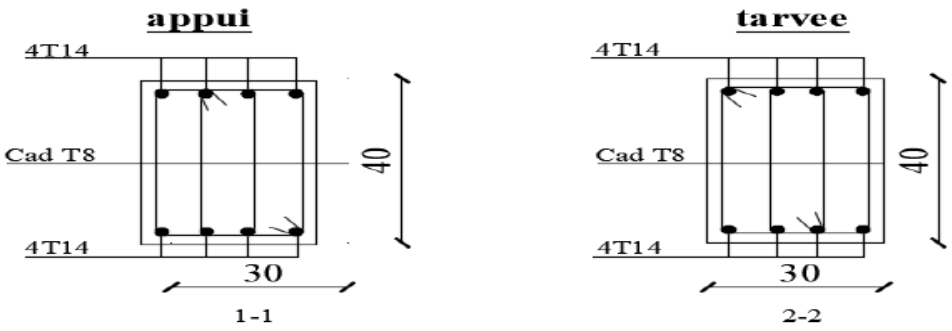


Figure V.8 : Poutre non porteuse 30x40 étage bureau.

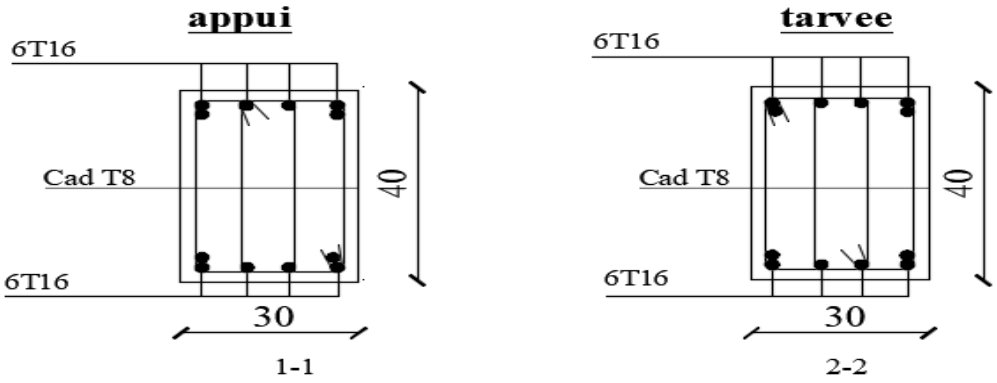


Figure V.9 : Poutre non porteuse 30x40 étage courant.

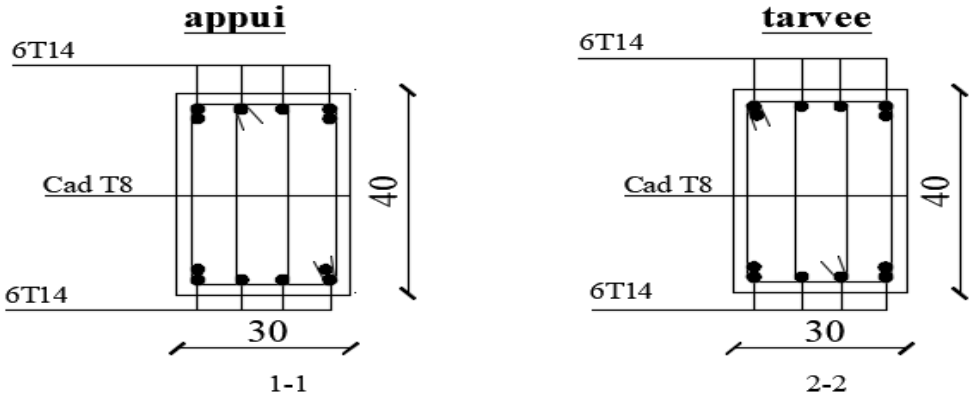


Figure V.10 :: Poutre non porteuse 30x40 Terrasse.

V.4 Ferraillage des voiles :

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

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

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

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

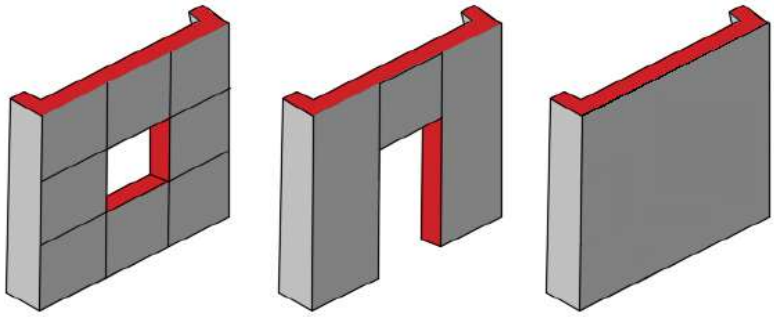


Figure V.*11* : Types des voiles a ferraillé.

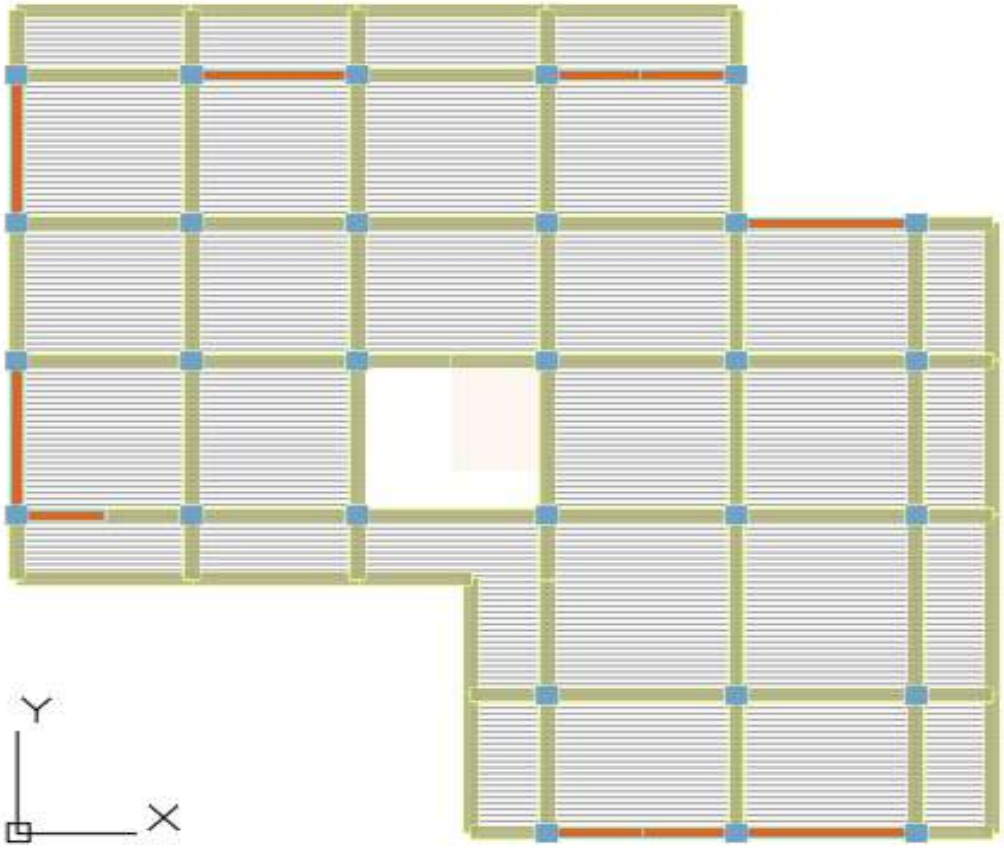


Figure V.12 : disposition des viols

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1 Calcul des armatures verticales :

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

- **Section minimales et maximales :**
  - **Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :**

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

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

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

  - **Selon le CBA93 Art B.6.4 :**

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

:

Tableau V.24: La section calculéed'armatures verticales des voiles.

Voile	S cm²	d cm	C cm	L/10 cm	N kN	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
1	20x445	422.75	22.50	4.45	-1092.55	-711.73	***S.E.T***	23.36	0,00
2	20x470	446.50	23.50	4.70	-960.84	-2435.92	***S.E.T***	28.58	0,00
3	20x440	418.00	22.00	44.00	1183.95	-3522.27	***S.E.T***	7.25	0,00
4	20X460	437.00	23.00	46.00	482.065	-4655.66	***S.E.T***	21.70	0,00
5	20X475	451.25	23.75	47.50	-86.013	-4967.77	***S.E.T***	9.50	0.00
6	20x230	218.5	11.50	23.00	-108.45	-677.51	***S.E.T***	10.13	0,00

Tableau V.*25*: La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St cm	$A_{courante\ choisie}$ cm²	St cm
1	23.36	0,00	2x (6HA16)=24.12	7	2x (15HA8)=15.07	14
2	28.58	0,00	2x (8HA16)=32.17	6	2x (20HA8)=20.11	12
3	7.25	0,00	2x (4HA12)=9.05	13	2x (14HA8)=14.07	26
4	21.70	0,00	2x (6HA16)=24.13	8	2x (24HA8)=24.13	16
5	9.50	0,00	2x (9HA16)=36.19	5	2x (24HA8)=24.13	10
6	10.13	0,00	2x (3HA16)=12.06	10	2x (9HA8)=9.04	20

V.4.1.1.1 Vérification des contraintes normales à L'ELS [2]

Tableau V.*26* : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	*S cm²*	*N kN*	*M kN.m*	σ_b *MPa*	σ_b *MPa*	σ'_s *MPa*	*Vérification*
1	20x445	570.67	37.43	0.64	0,00	9.53	Oui
2	20x470	1316.74	-248.074	1.54	0,00	22.70	Oui
3	20x440	1734.92	50.55	1.99	0.00	29.67	Oui
4	20X460	1287.66	5.57	1.30	0.00	19.55	Oui
5	20X475	1327.19	0.228	1.25	0,00	18.81	Oui
6	20x230	729.057	-40.33	1.66	0,00	24.63	Oui

V.4.1.1.1 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC [1] :

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

Tableau V.*27* : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
1	20x445	-345.88	0.389	5	Oui
2	20x470	-759.54	0.808	5	Oui
3	20x440	-794.93	0.903	5	Oui
4	20X460	-1117.97	1.215	5	Oui
5	20X475	-1298.84	1.367	5	Oui
6	20x230	-267.89	0.582	5	Oui

V.4.1.2 Calcul des armatures horizontales :

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

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

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

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

Tableau V.*28* : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	T kN	τ MPa	N kN	K	St_{cal} CBA cm	$Sth_{choisie}$ cm	Ah_{ch} cm²
1	-345.88	0.389	-1092.55	0.5090	264.83	15	2x (9HA8)=9.04
2	-759.54	0.808	-960.84	0.5911	41.54	15	2x (9HA8)=9.04
3	-794.93	0.903	1183.95	1.1614	105.63	15	2x (9HA8)=9.04
4	-1117.97	1.215	482.065	1.0629	33.18	15	2x (9HA8)=9.04
5	-1298.84	1.367	-86.013	0.9638	23.82	15	2x (13HA8)=13.07
6	-267.89	0.582	-108.45	0.9057	158.6	15	2x (9HA8)=9.04

V.4.1.3 Armatures d'attache

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

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

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

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

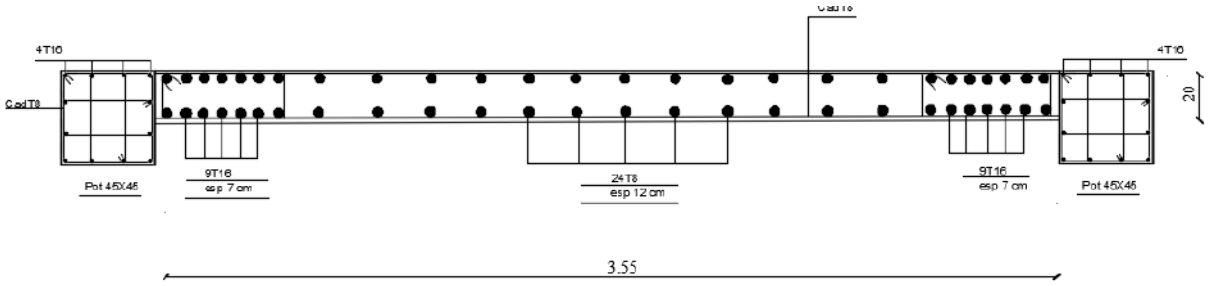


Figure V.13 : exemple Ferraillage Voile au au niveau RDC.

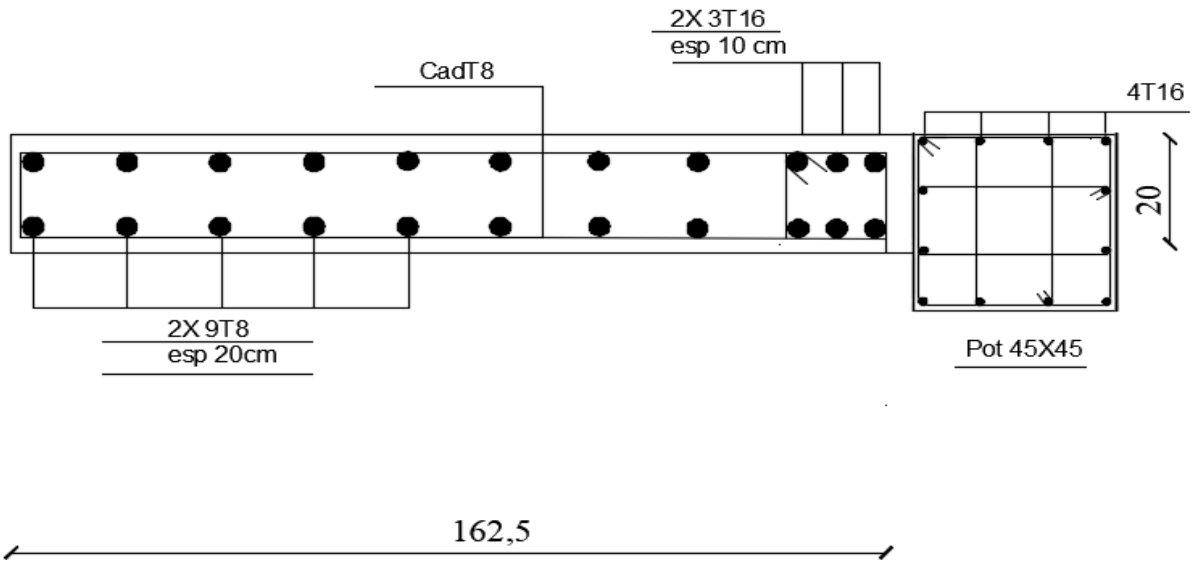


Figure V.14 : Exemple de Ferraillage Demi Voile.

CHAPITREVI :

Etude de l’infrastructure

VI.1 Introduction

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2 Connaissance du site et du sol

- Il s'agit d'un sol de nature rocheuse calcaire.
- De faible a forte humidité et de faible a forte compacité. (**W % = 12.29%**)
- De Moyenne cohésion. (**c = 0.50 bars**)
- L'angle de frottement est de (ϕ = **20°**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**7.73**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (**0 %**)
- Le taux de carbonates est moyen. (**31 %**)

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.80 bars**

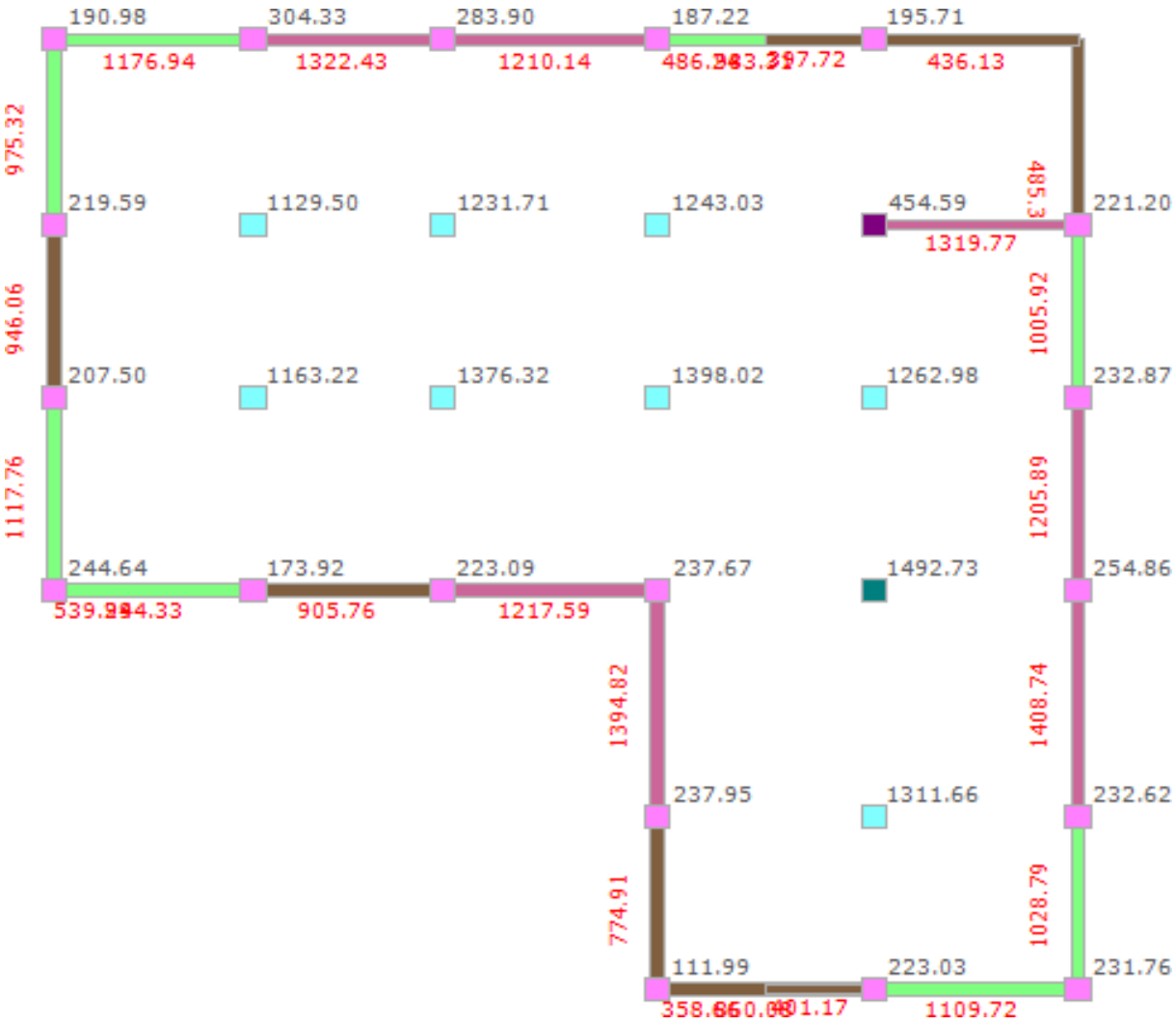


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

La profondeur d'ancrage de **3.00 m** par rapport au niveau du sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4 Calcul des semelles isolées

VI.4.1 Dimensionnement des semelles isolées

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

d'équilibre Statique : $\mathbf{e} = \frac{M}{N}$

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

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

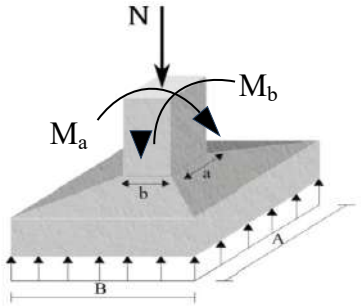


Figure VI.2 : Semelle

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

S	a cm	b cm	N (KN)	Mx (KN.m)	A cal (m)	B cal (m)	A ch (m)	B ch (m)	h cal (cm)	h ch (cm)
S1	45	45	1492.73	1.55	3.05	3.05	4	4	89	90
S2	45	45	454.59	0.77	1.69	1.69	2.5	2.5	54.25	55

VI.4.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles

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

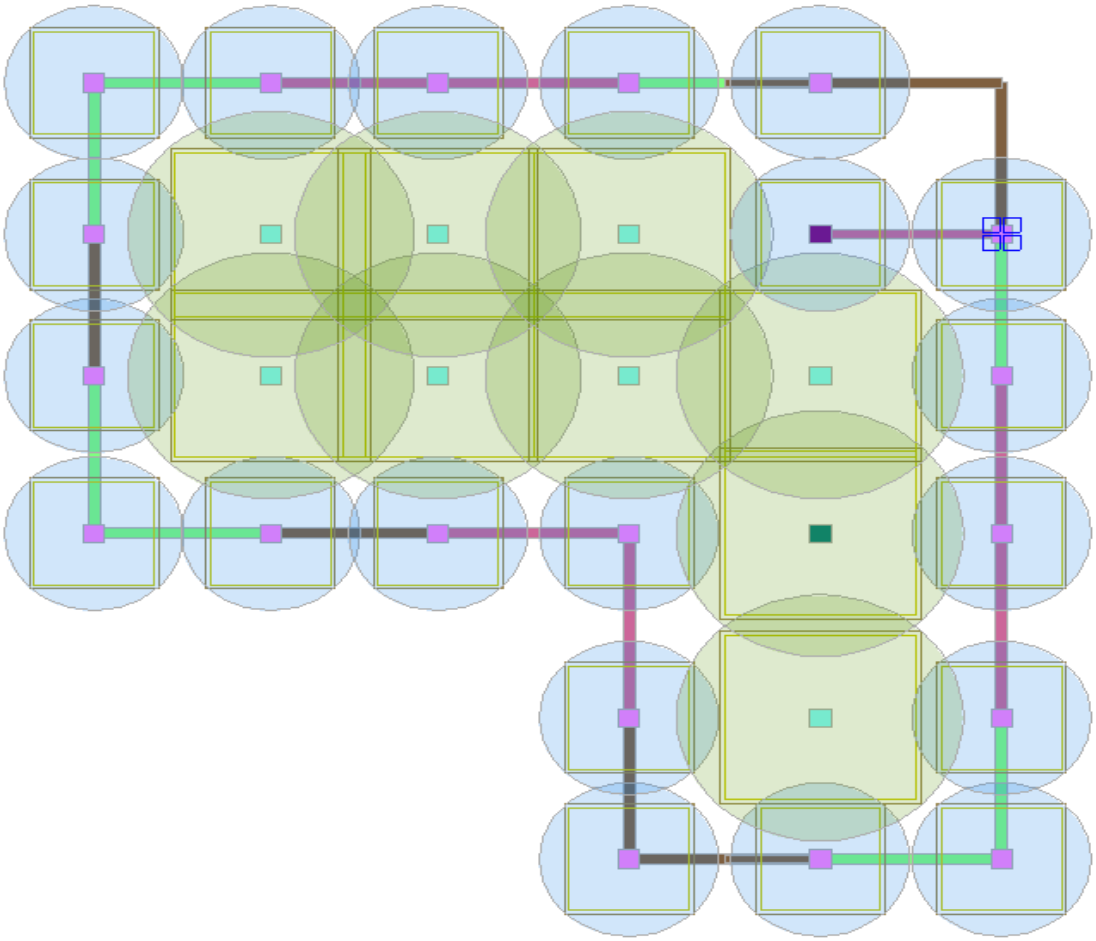


Figure VI.2 *:* Les bulles de pression sous la semelle.

➢ **Remarque**

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

On passe à l’etude des semelles filantes .

VI.5 Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

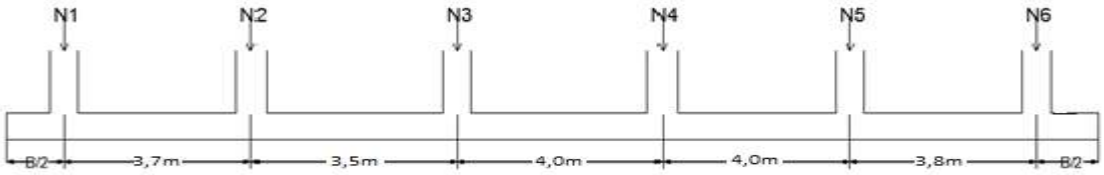


Figure VI.4 : Semelle Filante sous plusieurs poteaux sens y

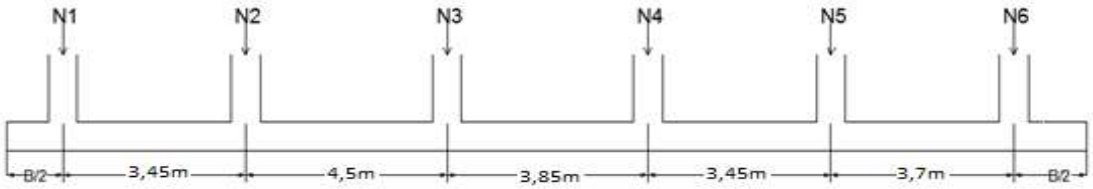


Figure VI.5 : Semelle Filante sous plusieurs poteaux sens x.

VI.5.1 Dimensionnement des semelles filantes

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

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

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

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

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

Semelle		A m	N potser kN	N voilsser kN	B calculé m	B adopté m	h calculé cm	h adopté cm	σ_{sol} calculé MPa	$[\bar{\sigma}_{sol}]$ MPa
Plusieurs poteaux	**Sf-1X**	21.50	4499.62	1319.77	1.69	2	38.75	45	1.47	1.6
Sous voils	**Sfph**	10.45	587.61	2169.73	1.65	1.8	33.75	40	1.57	

VI.5.2 Vérification de la stabilité au renversement [1]

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

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

Semelle		N (pot+voils)ser kN	$M_{(pot+voils)ser}$ kN	e_0 cm	B m	$\frac{B}{4}$ cm	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
plusieurs poteaux	**Sf-1X**	4808.88	1.31	0.03	2	50	Oui
Sous voiles	**Sfph**	2757.34	-6.93	0.25	1.80	45	Oui

VI.5.3 Vérification de poinçonnement de semelle filante

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

Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle filante		*h cm*	F_{limite} *kN*	F_u *kN*	*Vérification*
Sf-1X	***pot***	45	1707.370	1020.600	Non
	voils		1804.990	2778.300	
Sfph	***pot***	45	326.560	856.800	Oui
	voils		1914.330	2797.200	

La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.

VI.5.4 Ferraillage des semelles filantes

VI.5.4.1 Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

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

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

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

Tableau VI.5 :Choix de méthode de calcul .

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	Méthode
Sf-1y	1492.73	2.25	0.15	Des bielles

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

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

- Armatures principales

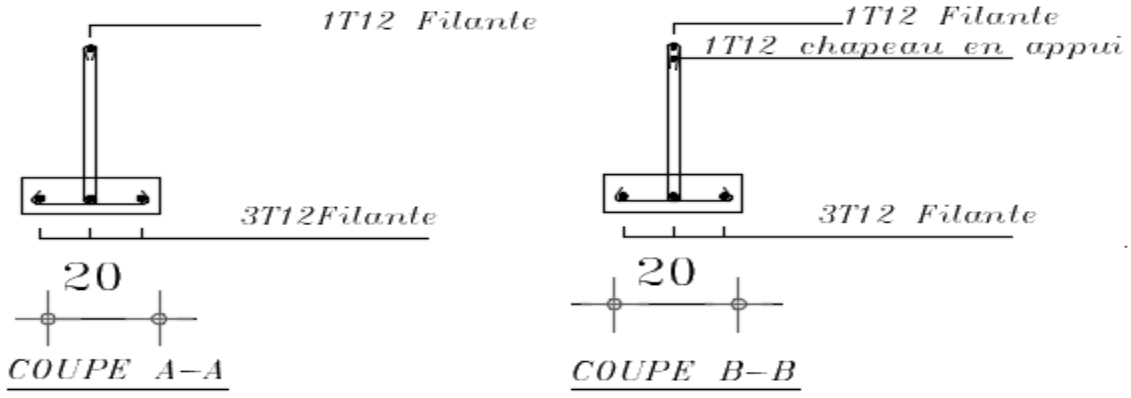
Tableau VI.6 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u KN	A m	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
SF-1y	1492.73	3.90	2.00	22.52	29HA12 = 32.80	15

- Armature de répartitions

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

Semelle	Ab cm²	B m	$A_{rép}$ M	$A_{choisie}$ cm²	St cm
SF-1y	8.41	2.00	4.20	2x(3HA12) =6.97 cm²	15



Figuier VI.6 : ferraillage semelle filante.

VI.5.4.2 Semelle filante (continue) sous un voile

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

Tableau VI.8 : Vérification de méthode de calcul.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	Méthode
Sfph	1960.26	11.14	2.56	Des bielles

- Armatures principales

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

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_u/ml KN	$e_0(cm)$	B m	$A_{calculée}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St cm
Sfph	1960.26	11.14	2.56	1.80	7.53	7HA12=7.92	15

- Armature de répartitions

Tableau VI.10 : Armature de répartitions de la semelle filante sous voiles**.**

Semelle	Ab cm²	B m	$A_{rép}$ m	$A_{calculée}$ cm²	St cm
Sfph	7.92	1,80	1.98	2x(3HA12) =6.78 cm²	20

VI.5.5 Pré dimensionnement de la poutre de libage

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

Tableau VI.11 : Pré dimensionnement des poutres de libage**.**

Poutre de libage	L_{max} m	$h_{pcalculé}$ cm	$h_{padopté}$ cm	b_p cm
	4	54.20	70	45

VI.5.6 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage [2]

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

Tableau VI.2 : Vérification de Poinçonnement des poutres de libage**.**

Semelle filante	h cm	F_{limite} kN	F_u kN	Vérification
Sf-1y	40	2700.00	1492.73	Oui

VI.5.7 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU [2]

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

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

Tableau VI.13 : Vérification de cisaillement des poutres de libage**.**

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
PL 1	45	70	594.75	1.97	2,50	Oui

VI.5.8 Ferraillage Poutre de libage

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

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

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

Avec : ∑Ni : la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

B : la hauteur de la poutre de libage.

$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B$ $F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$

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

Tableau VI.14 : Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
PL 1	1.47	2.08	416.00	294.00

VI.5.8.1 Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.15 : Ferraillage longitudinal des poutresde libage.

Elément	bxh cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	As1	As2
PL 1	45X70	-279.58	559.17	12.54	26.70

VI.5.8.2 Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI.16: Ferraillage longitudinal des poutres de libage choisis**.**

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$(cm²)		$A_{choisie}$(cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL 1	-279.58	559.17	12.54	26.70	7HA16 = 14.07	14HA16 = 28.14

VI.5.8.3 Vérification des contraintes normales a L'ELS [2]

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

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes normales des poutres de libages.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérification	σ_s MPa	σ_s' MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiction
PL 1	Appui	396.50	9.34	15	Oui	201,63	126.30	201,63	Oui
	Travée	198.25	5.79	15	Oui	201,63	75.20	201,63	Oui

VI.5.8.4 Armature transversales

Tableau VI.18 : Armateurs transversales.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	h cm	T kN	τ MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
45	70	594.75	1.97	10		8	6HA8= 3,02

VI.5.8.5 Vérification de la flèche a L'ELS [2]

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

Tableau VI.19 : Vérifications préliminaire de la flèche**.**

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	h/L	1/16	h/L≥1/16	h/L	$Mt/10M_0$	$h/L \geq Mt/10M_0$	$A/b_{0a}A$	$4,2/f_e$	$A/b_{0a}A \geq 4,2/f_e$
PL 1	0,15	0.36	CNV	0,15	1.05	CNV	0,014	0,0105	CV

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

$[f]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

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

Tableau VI.20 : Vérification de la flèche de poutre de libage.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	Oui
cm	cm	m	kN.m			cm²		mm		
45	70	5.80	396.50	198.25	396.50	14.07	10.05	1.4	10	

VI.5.8.6 Armatures de peau [2]

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 100 cm le CBA93 [2] exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= 3.07 cm², donc on adopte 4HA12=6,79cm².

VI.6 Ferraillage des voiles périphériques

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3.06 et une épaisseur de 20 cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho=\frac{3.06}{4.50}$= 0,680>0,4 donc le panneau se travaille suivant les deux direction, on utilisons la méthode des lignes du rupture (annexe C) pour le calcul des moments à l'ELU, et la méthode forfaitaire(annexe D) pour les calcul des moments à l'ELS.

VI.6.1 Calcul de la poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2 \qquad \text{avec } h = 3.06 \text{ m} \qquad ; \qquad K_\gamma = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

Tableau VI.21 : Tableau des données**.**

γ (KN/m²)	ϕ °	K_γ	P1 (kN/m²/ml)	q_ukN/ml	q_{ser} kN/ml
16.80	20	0.48	30.26	20.42	15.13

VI.6.2 Calcul de ferraillage a l'ELU

Tableau VI.22 : Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique**.**

	Elément		Mu kN.m	Ep cm	$A_{calculée}$ cm²	Amin cm²	St cm	Choix cm²
Suivant x	Les armatures verticales	Travée	12,87	25	2.70	2,50	15	7HA12=7,92
		Appuis	-4,54		2,70	2,50	15	7HA12=7,92
Suivant y	Les armatureshorizontales	Travée	3.22		2.70	2,50	15	7HA12=7,92
		Appuis	-1.89		2,70	2,50	15	7HA12=7,92

VI.6.3 Vérification des contraintes normales à l'ELS [2]

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

Tableau VI.23 : Vérification des contraintes normalesde voile périphérique**.**

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	σ_s' MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiée
Suivant x	Travée	9.53	0,79	15	Oui	9.45	9.45	201,63	Oui
	Appui	-3.36	0,27	15	Oui	3.27	3.27	201,63	Oui
Suivant y	Travée	2.38	0.19	15	Oui	2.32	2.32	201,63	Oui
	Appui	-1.40	0,11	15	Oui	1.36	1.36	201,63	Oui

VI.6.4 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU[2]

On doit vérifier :$\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0,07 \times fc28}{\gamma b}; \; T_{max} = \frac{qu.lx.ly}{2ly + lx}$$

Tableau VI.24: Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique.

Elément			**Vérification**		
b **cm**	**h** **cm**	**Tu** **kN**	**T** **MPa**	$\bar{\tau}$ **MPa**	Oui
100	25	22.50	0.082	1,17	

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la règlementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquate la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l`interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est satisfaite.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Pour 1'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.
Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir :
La sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.

Références Bibliographiques

✓ Documents réglementaires :

[1] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. février 2000.

[2] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", C.G.S.

[3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.

[4] " Calcul des ouvrages en béton armée ".

[5] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93.

✓ Logiciels :

- Logiciel d'analyse structurelle « SAP2000 V23 ».
- Logiciel de dessin « Auto CAD 2015 ».

ORGANIGRAMME -1-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

γ_b=1,5

γ_S=1,15

cas accidentelle

γ_b=1,15

γ_S=1

LES DONNEE
Caractéristique du béton et l'acier

$$\sigma_{bc}=\frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu=\frac{M_U}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

ζ_{es}

$$\alpha_R=\frac{3,5}{3,5+1000.\zeta_{es}}$$

$\mu_R=0,8.\alpha_R.(1-0,4.\alpha_R)$

$\mu < \mu_R$

Oui

$1,25.[\,1-\sqrt{(1-2.\mu)}\,]$

$Z=d.(1-0.4.\alpha)$

μ

Oui

$\zeta_s=10.10^{-3}$

Non

$\varepsilon_S=3,5‰.\left[\frac{1-\alpha}{\alpha}\right]$

$A_S=M_U/(Z.\sigma_s)$

Non

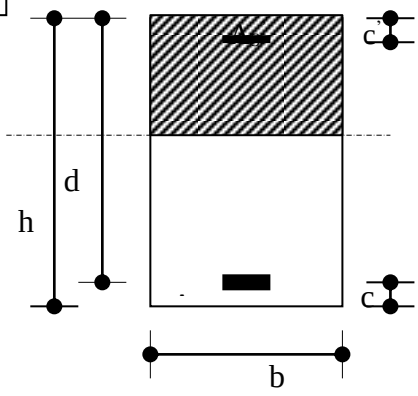
$\zeta_s=(3,5.10^{-3}+\zeta_{es}).[(d-c')/d]-\zeta_{es}$

$Z_R=d.(1-0,4.\alpha_R)$

$M_R=\mu_R.b.d^2.\alpha_R$

$A_S'=(M_U-M_R)/[(d-c').\sigma_s']$

$$A_S=\left[\frac{(M_U-M_R)}{(d-c')}+\frac{M_R}{}\right].\frac{1}{Z_R f_e/\gamma_S}$$



ORGANIGRAMME -2-

CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

$M_t = b.h_0.f_{bc}\left[d - (\ h_0/2\ )\ \right]$

$M_U \le M_t$

Oui A.N dans la table

Section bxh$_0$ (moment(M$_U$)

ORGANIGRAMME -I-

$A_S = M_U/(Z.\sigma_S\ )$

Non A.N dans l' âme

$M_d = [\ (b - b_0\ )/b.M_t$

$\mu = \dfrac{M_U. - M_d}{b_0.d^2.f_{bc}}$

ζ_{es}

$\alpha_R = 3{,}5/(3{,}5 + \zeta_{es}\ \%0\ )$

$\mu_R = 0{,}8.\alpha_R.(1 - 0{,}4.\alpha_R\ )$

A.N

h

≡

b

$\mu \le \mu_R$

Non $A_S'=0$

domaine 1 ou 2

oui domaine 2b

$Z_R = d(1 - 0{,}4\alpha_R\ )$

Section bxh –moment(M$_U$-

$\alpha = \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)/0{,}8$

$Z = d(1 - 0{,}4\alpha\ )$

$A_S = (M_U - M_d\ )/Z.\sigma_S$

$A_{S0} = \dfrac{M_d}{(d - 0{,}5h_0).\sigma_S}$

$A_S = A_{S0} + A_{S1}$

Oui

$Z_R \le d - 0{,}5\alpha_R$

Non

Section b$_0$xh Moment(M$_U$

$\zeta_{es}^4 = (3{,}5.10^{-3} + \zeta_{es}\ )(d - c^4\ )/d - \zeta_{es}$

$M_R = \mu.d^2.b.f_{bc}$

$A_S^4 = (M_U - M_d - M_R\ )/(d - c^4\ ).\sigma_s^4$

$A_{S0} = M_d/(d - 0{,}5h_0\ ).(\gamma_s/f_e\ )$

$A_{S1} = [(M_U - M_d - M_R)/(d - c^4) + (M_R/Z_R)].\gamma_S/f_e$

$A_S = A_{S0} + A_{S1}$

Section bxh

$\zeta_{es}^4 = (3{,}5.10^{-3} + \zeta_{es}\ )(d - c^4\ )/d - \zeta_{es}$

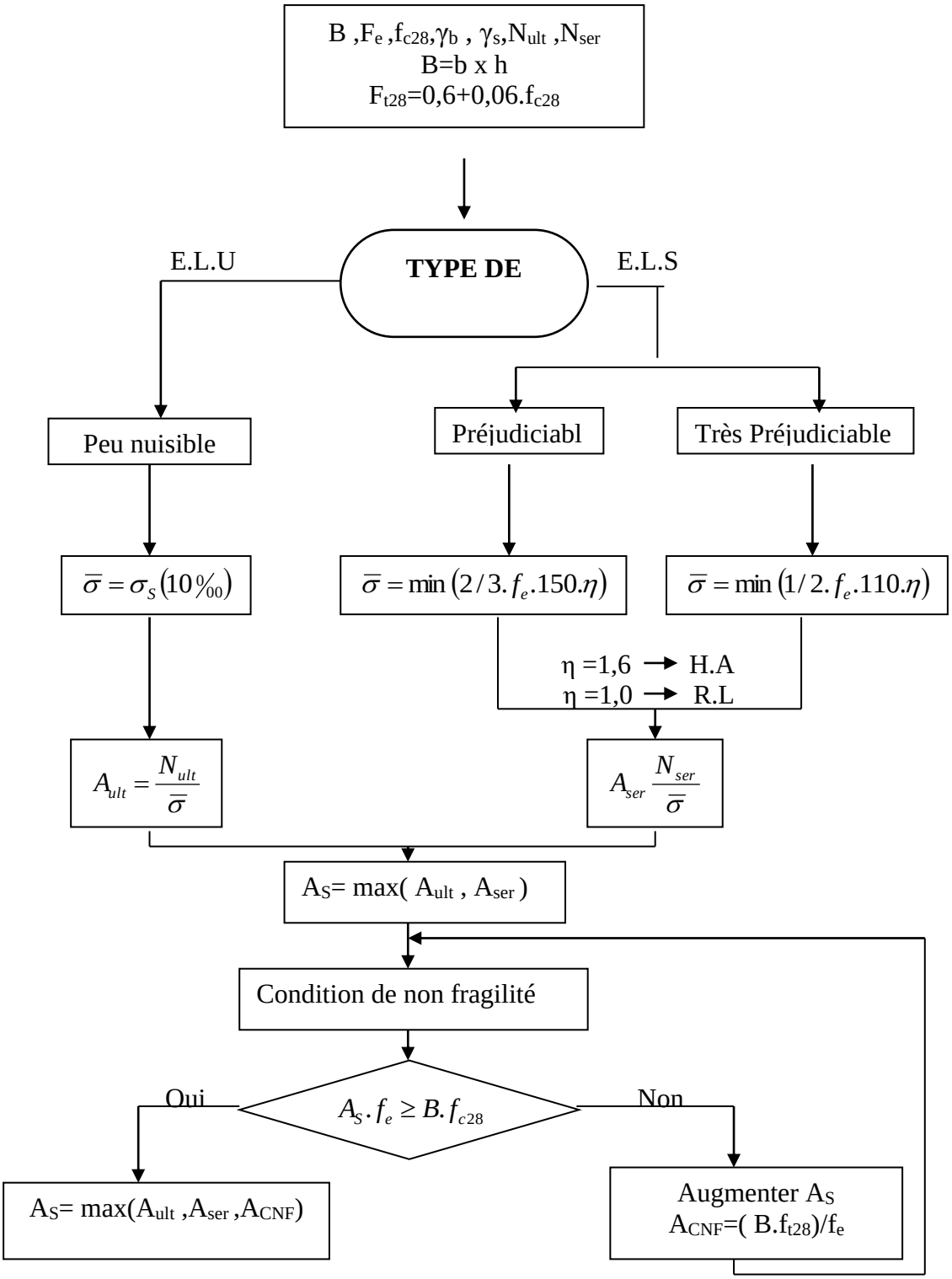
$M_R = \mu.d^2.b.f_{bc}$

$A_{es}^4 = (M_U - M_R\ )/(d - c^4\ ).\sigma_{bc}^4$

$A_S = [\ \dfrac{M_U - M_R}{d - c^4} + \dfrac{M_R}{Z_R}.\ ]\dfrac{\gamma_S}{f_e}$

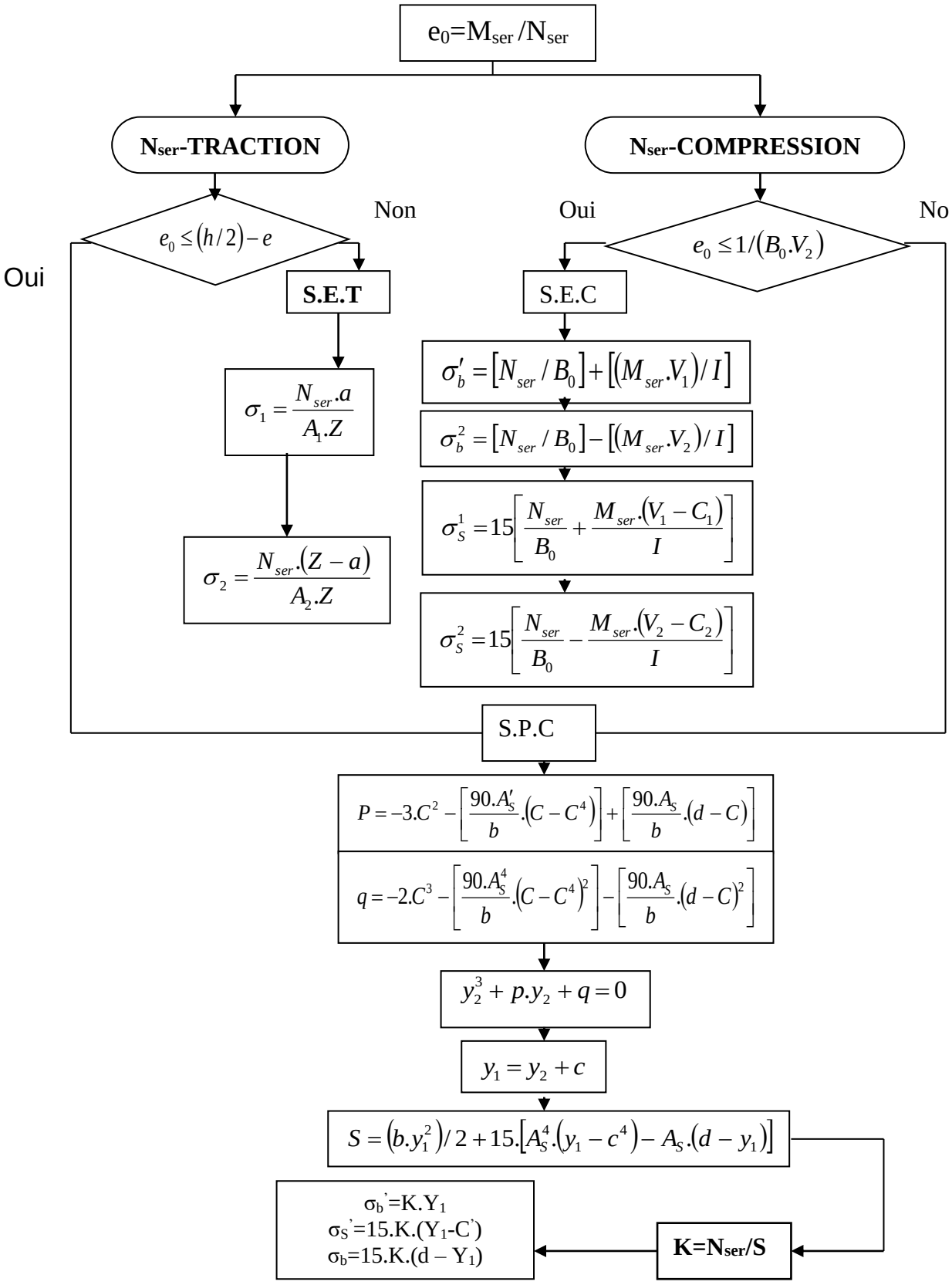
ORGANIGRAMME -3-

TRACTION SIMPLE



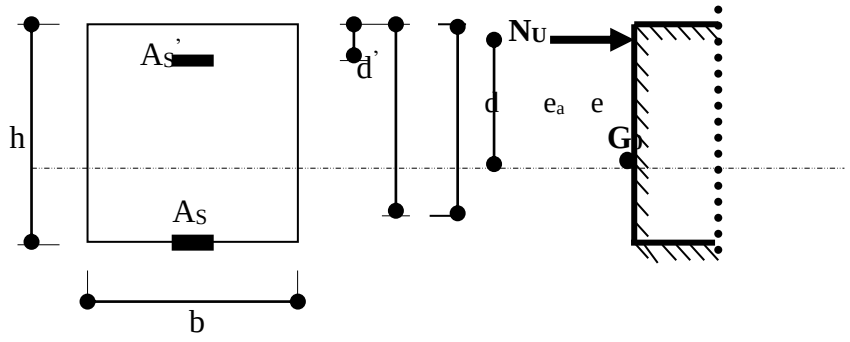
ORGANIGRAMME-4-

FLEXION COMPOSEE A E.L.S



ORGANIGRAMME -5-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



LES DONNEES

$N_U = M_U / e$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b.h.\sigma_{bc}}$$

$\psi_1 \le 0{,}81$ — **OUI** / **NON**

Calcule

$$\chi = \frac{0{,}5\left(\frac{d^4}{h}\right) - \left[\frac{(d-d').N_U - M_U}{b.h^2.\sigma_{bc}}\right]}{\left(\frac{6}{7}\right) - \left(\frac{d'}{h}\right)}$$

$e \le e_{NC}$ — **OUI** / **NON**

$\chi \le 0{,}19$ — **NON** / **OUI**

Section entièrement comprimée **E .L .U** Non atteint % minimal d'armatures **A=4** cm^2/ml de parement **0,2%≤A/B≤5%**

Section partiellement comprimée **E .L .U** Pouvant ne pas être atteint si passage …

OUI

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

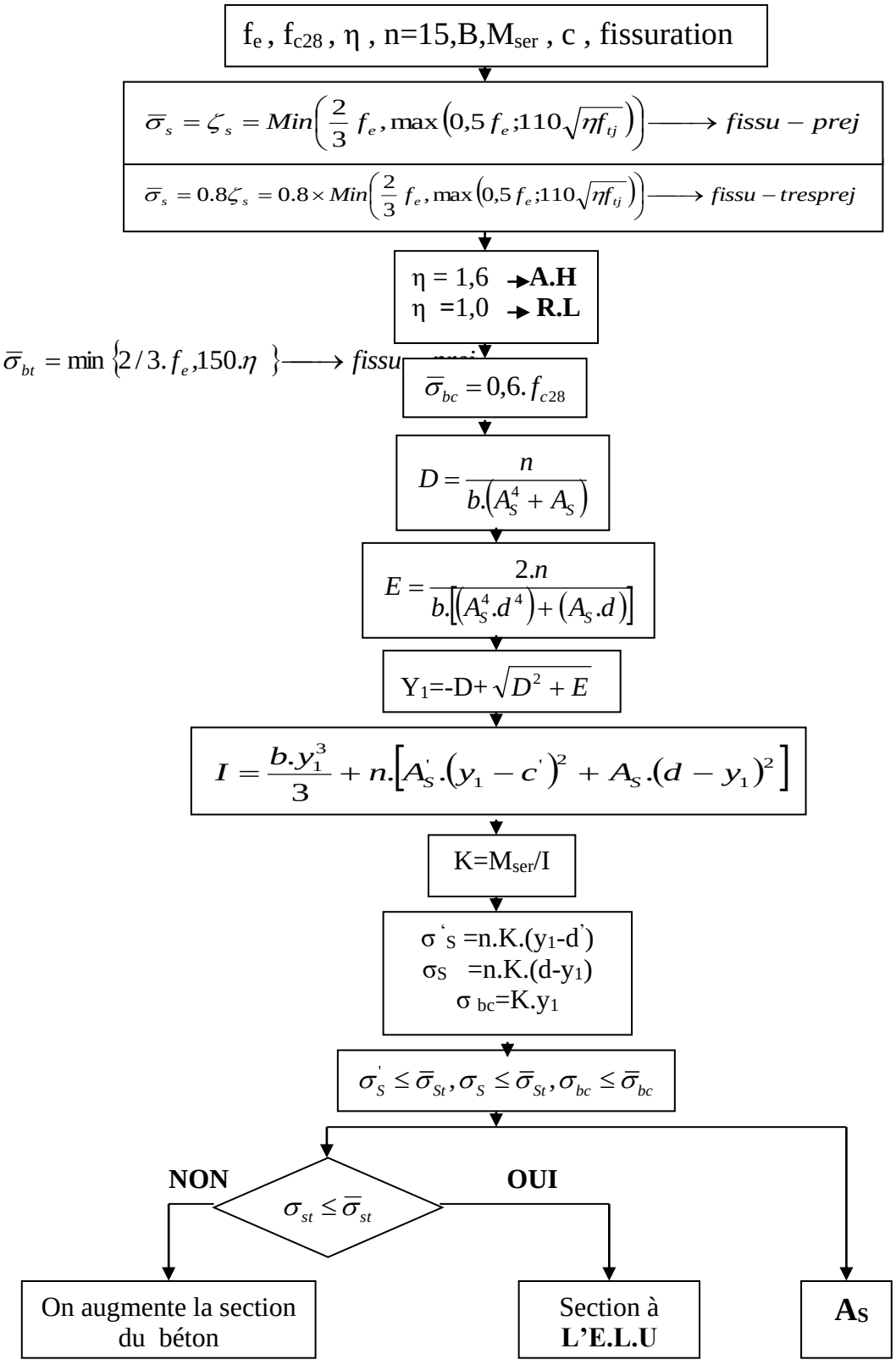
X > 0 — **Oui** / **Non**

$A_S=0$
$A_S'=0$

$A_S \neq 0$
$A_S' \neq 0$

ORGANIGRAMME -6-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A –L'E .L .U-



ORGANIGRAMME -7-

CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

