REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : STRUCTURES

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+7)

Avec un système de contreventement mixte

(VOILES+PORTIQUES)

Réalisé par :

BOUMENIR KARIMA

MOUSSAOUI TAKIEDDINE

Dirigé par :

Mr:BOUKENDAKDJI Othmane

Promotion: juin 2013

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur a ceux qu'on aime.

A ma chère mère, mon cher père, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que DIEU puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

A ma grand - mère

A mes frères : Mohamed Chérif , Mohamed Redha, Abdelsalem

A mes cousins, cousines, et toute ma famille

Toute l'équipe : Meriem, Ihsene, Leila, Hadjer. Imen, Amina, Touba et surtout Anissa

A tous mes amis

A mon binôme et sa famille (MOUSSAUI).

A tous mes camarades de la promotion 2012/2013.

BOUMENIR Karima

Dédicaces

In the name of god ,the compassionate the merciful

All praise is for Allah, lord of the worlds master of judgment whom we do worship and whose pleasure and aid we seek, blessings and peace of Allah be upon his last prophet and messenger Mohammed and upon his family and companions.

I dedicate my dissertation work to my family moussaoui ,boumenire and many friends

I am forever profoundly indebted to my parents ,to whom this work is dedicated for their unparalleled love ,support and encouragement throughout my entire life .

I want to express my heartfelt gratitude to my brothers and sisters

Adel, Ishak, Sanaa and their daughter Khadija

For their emotional support and time spent to guide and advise me during my whole education

Last but not least .i would like also to express my special thanks to my grandparents

Mohamed , Zaim , Safia ,Khadouidj and all my avuncular

I have thanked just a few of the people who have been instrumental in shaping my career so far, and I ask forgiveness from those who have been omitted unintentionally.

TAKIEDDINE

Remerciements

Remerciements

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. BOUKENDAKDJI Othmane. pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

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

Encore des remerciements surtout OULD TURKI BENAISSA

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

BOUMENIR/MOUSSAOUI

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى :

- هيكلة ودراسة بناية مكونة من طابق أرضي+سبعة طوابق والمقرر بناؤها في إطار إنشاء قطب عمراني جديد بالمدية

و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا II_b .

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +جدران مسلحة.
- قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:
  - القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
  - قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.

«SAP2000 version15».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات

Résumé

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment (RDC+7 étages), qui sera implanté à MEDEA dans le cadre de création d'un nouveau pôle urbain; cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité II_b.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système auto-stable contreventé par voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **SAP 2000 version 15** ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Summary

This project is a conception and study of a building containing two blocs (RDC+7floors), it will be implanted at MEDEA in the setting of creation of a new urban pole; this region is classified in the zone of average seismicity II_b

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is assured by a system auto-steady with shear walls.

The measurements and the design of the scrap heap of all resistant elements were done according to the rules (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program « **SAP 2000 version 15** ».

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

SOMMAIRE

Remerciements.....

Résumé.....

Liste des tableaux.....

Liste des figures.....

Notations.....

Introduction générale.....

Chapitre I :GENERALITES

I.1. Introduction 1

I.2. Situation 1

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 1

I.3.1.dimensions 1

I.3.2. Système de contreventement 1

I.3.3. Planchers 2

I.3.4. Maçonnerie 2

I.3.5. Revêtements 2

I.3.6. L'acrotère 2

I.3.7.Escaliers 2

I.4 .Caractéristiques mécaniques des matériaux 2

1.4.1. Béton 2

I.4.2. Béton Armé 3

I.4.2.1. Résistance du béton 3

1.4.2.2. Résistance à la compression 3

I.4.2.3. Résistance caractéristique à la traction 3

I.4.2.4. Coefficient de POISSON (υ) 4

I.4.2.5. Module de déformation longitudinale 4
I.4.3.Acier 5
I.4.3.1.Types d'acier 5
I.4.3.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier 5
I.4.4.Principe de calcul du C.B.A.93 5
E.L.U de résistance 6
1. Contrainte du béton en compression 6
2. Contrainte ultime de cisaillement 7
3. Contrainte limite de l'acier 7
A l'E.L.S 8
1. E.L.S de compression de béton 8
2. E.L.S de contrainte limite de l'acier 8

Chapitre II :PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction 9
II .2. Prédimensionnement des planchers 9
II .2.1. Plancher à corps creux 9
II.2.2. Dalle pleine 10
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 11
II.3.1. Maçonnerie 11
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) 11
II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) 11
II.3.2. Plancher terrasse 12
A. Charges permanentes 12
B. Surcharges d'exploitation 12
II.3.3. Plancher courant 13
A. Charges permanentes 13
B. Surcharges d'exploitation 13

II.3.4 Dalle pleine 14
II .3.4.a .Terrasse 14
II.3.4. b. Etage courant 14
II.4.Prédimensionnement des poutres 15
II.5. Prédimensionnement des poteaux 16
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité 16
II.5.2. Dimensions des poteaux 16
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement Lf 17
II.5.4 . Calcul de l'effort Nu 18
II.5.5. Descente des charges 19
II.5.6. Charges Permanentes 20
II.5.7. Charges d'exploitation 20
II.5.8. Vérification selon le RPA99v2003 22
II.5.9. Vérification aux zones nodales 22
II.6.Prédimensionnement des voiles 23

Chapitre III:CAlCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul de l'acrotère 23
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations 23
III.1.2.Calcul des efforts 23
III.1.3. Calcul du ferraillage 24
III.1.3.a. À E L U 24
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant 28
III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme 28
III.2. Plancher à corps creux 29
III.2.1. La dalle de compression 29
III2.2. Les poutrelles 30
III.2.2.1. avant coulage 30

III.2.2.2. Après coulage 32
III.3. Calcul des dalles pleines 42
III.3.1. Définition 42
III.3.2. Méthode de calcul 42
III.3.3. Principe de calcul 42
III.3.4. Calcul des moments 43
III.3.5. Le ferraillage 44
III.3.6.Vérification de l'effort tranchant 45
III.3.7.Vérification des contraintes à l'état limite de service 45
III.3.8. Vérification de la flèche 45
III.4. Calcul des escaliers 46
III.4.1. Introduction 46
III.4.2. Prédimensionnement 46
III.4.3.Evaluation des charges et surcharges 47
A- Charges permanentes 47
B- Surcharge d'exploitation 48
III.4.4.Détermination des efforts 48
a- A l'E.L.U 49
b- A l'E.L.S 50
III.4.6.Calcul du ferraillage 51
III.4.7.Vérification à l'E.L.S 52
III.4.8.Vérification de la flèche 52
III.5.Calcul de la poutre palière 53
III.5.1.prédimensionnement 53
III.5.2.Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003[Art 7.5.1] 53
III.5.3. Charges revenants à la poutre 54
III.5.4.Ferraillage de la poutre et vérification a ELS 54

III.5.4.1.Vérification de l'effort tranchant 56
III.5.4.2. Armatures transversales 56
III.5.4.3.Vérification de la flèche 57

Chapitre IV:ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction 57
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 57
IV.2.1. Centre de masse 57
IV.2.2. Centre de torsion 58
IV.2.3. Excentricité 59
IV.2..3.1. Excentricité théorique (statique) 59
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle 59
IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle[RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] 60
IV. 3.Choix de la méthode de calcul 61
IV. 3.1. Introduction 61
IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale 61
IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique 63
IV.3.3.1. Vérification de la participation massique 64
IV.3.3.2.Vérification de comportement 64
IV.3.3.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 66
IV.3.3.4.Vérification de la stabilité au renversement 69

Chapitre V:ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction 79
V.2.les combinaison des charges 79
V.3. Ferraillage des poutres 79
V.3.1 Introduction 79
V.3.2. Recommandations du R.P.A99 80
V.3.2.1.Les armatures longitudinales [RPA] Art [7.5.2.1] 80

V.3.2.2.Les armatures transversales [RPA] Art [7.5.2.2] 80
V.3.3.Ferraillages des poutres à ELU 81
V.3.4.Vérification des contraintes a l'état limite de service par CBA93 82
V.3.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93 : 83
V.3.5.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : 85
V.3.6.Calcul des armatures transversales 86
V.4. Ferraillage des poteaux 89
V.4.1. Détermination des armatures longitudinales 89
V.4.1.1. Recommandations des règlements 89
V.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage 90
V.4.1.3. Etat limite de stabilité de forme 91
V.4.1.4. Détermination des armatures a l'ELU de résistance 92
V.4.1.5.Vérification des contraintes a l'etat limite de service par CBA93 94
V.4.2.Détermination des armatures transversales 96
V.4.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu 96
V.4.2.2. Contrainte tangente admissible**τu** 96
V.4.2.3.Calcul des armatures transversales 97
V.5.Ferraillage des voiles 101
V.5.1.Recommandations réglementaires 101
V.5.1.a. Armatures verticales 101
V.5.1.b. Armatures horizontales 101
V.5.1.c. Armatures transversales 102
V.5.1.d. Recommandations pour les voiles (RPA 99 et CBA 93) 102
V.5.2.Calcul des armatures 103
V.5.2.1.Armatures verticales 103
V.5.2.2.Armatures horizontales 105
V.5.2.3.Armatures transversales 107

Chapitre VI:ETUDE L'INFRASTRUCTUR

VI.1.introduction 108

VI.2. type de la fondation 108

VI.3. Connaissance du lieu et du sol 108

VI.3.1. Vérification du chevauchement entre les semelles 109

a) Notion des bulbes de pression 109

b)Dimensionnement des semelles isolées 110

d) Dimensionnement des semelles filantes croisé 113

VI.3.2. radier 114

VI.3.2.1. Dimensionnement du radier 114

VI.3.2.3. Calcul des charges du radier 115

VI.4.Désensiment de gros béton 116

VI.4.1.vérification de σ_{GB} avec σ_{sol} 117

VI.4.2.calcul de ferraillage 118

VI.5. Dimensionnement semelle filantes 119

VI.5.1. Ferraillage 121

VI.5.2. Vérification des longueurs de scellement 122

VI.5.3 Ferraillage Longitudinal 123

VI.5.3.1. Dimensionnement 123

VI.5.3.2. Calcul des moments 124

VI.5.3.3. Calcul du ferraillage 124

VI.6. Les longrines 126

VI.6.1.Introduction 126

VI.6.2. Prédimensionnement 126

VI.6.3. Sollicitations 126

VI.6.4. Ferraillage 126

Conclusion générale .....

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau 1-1 : dimensions du bâtiment 1

Tableau 1-2 : Les types d'aciers 5

Chapitre II

Tableau 2-1 : charge permanent du mur simple cloison 11

Tableau 2-2 : charge permanent du mur double cloison 11

Tableau 2-3 : Charges permanentes du plancher terrasse 12

Tableau 2-4: Charges permanentes du plancher 13

Tableau 2-5 : Charge permanente terrasse 13

Tableau 2-6: Charge permanente de la dalle d'étage (corps creux) 14

Tableau 2-7: prédimensionnement des poutres 15

Tableau 2-8: prédimensionnement des poteaux (corps creux) 16

Tableau 2-9 : détermination de la longueur de flambement 17

Tableau 2-10: Calcule de $\boldsymbol{Nu}$ 18

Tableau 2-11: Tableau des charges permanentes 19

Tableau 2-12 : Tableau des charges d'exploitations 20

Tableau 2-13 : Tableau de vérification 21

Tableau 2-14: vérifications de coffrage des poteaux 22

Tableau 2-15: vérification aux zones nodales 22

Chapitre III

Tableau 3-1: Les charges 23

Tableau 3-2: Les efforts 23

Tableau 3-3 : Les données 24

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage 31

Tableau 3-5 : Calcul des moments 31

Tableau 3-6 : Détermination le nombre des étaiements 32

Tableau 3-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage 32

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) 34

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées(ELS) 34

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU) 36

Tableau 3-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées(ELS) 36

Tableau 3-12 : calcule des armatures 38

Tableau 3-13 : ferraillages longitudinaux des poutrelles 39

Tableau 3-14: Vérification de l'effort ELU,ELS 44

Tableau 3-15 : Ferraillage de la dalle pleine. 44

Tableau 3-16 : Vérification à l'ELS 45

Tableau 3-17 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier intérieur 47

Tableau 3-19: Combinaison des charges de l'escaliers intérieures 48

Tableau 3-20 : méthode CACUOT. 49

Tableau 3-21 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées(ELU) 49

Tableau 3-22 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées(ELS) 50

Tableau 3-23 : Récapitulations des efforts 50

Tableau 3-24 : calcul des armatures 51

Tableau 3-25 : Les armatures de répartition 51

Tableau 3-26 : Vérification de répartitions 51

Tableau 3-27 : Vérification à l'E.L.S 52

Tableau 3.28:Ferraillage et vérification de la poutre palière 54

Chapitre IV

Tableau 4-1: Centre de masse et centre de torsion 58

Tableau 4-2 : Calcul de l'excentricité théorique 59

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité accidentelle 59

Tableau 4-4: Calcul de l'excentricité totale 60

Tableau 4-5 : détermination du facteur de qualité Q 62

Tableau 4-6 :période et facteur de participation massique modèle 64

Tableau 4-7 : pourcentage des charges verticales et horizontales suivant x 68

Tableau 4-8 : pourcentage des charges verticales et horizontales suivant Y 68

Tableau 4-9 : Calcul de la force sismique (M.S.E) 69

Tableau 4-10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 69

Tableau 4-11 : Forces sismiques selon la hauteur 71

Tableau 4-12: calcul du moment stabilisant 72

Tableau 4-13 : calcul du moment de renversement 73

Tableau 4-14: Vérification de stabilisation 73

Tableau 4-15 : Vérification des déplacements inter-étages sens X 74

Tableau 4-16 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y 74

Tableau 4-17: Vérification l'effet P-Δ sens X 75

Tableau 4-18 : Vérification l'effet P-Δ sens Y 76

Tableau 4-19 : Vérification des sollicitations normales 77

Chapitre V

Tableau 5-1 : Les données de calcule 79

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales 81

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire 81

Tableau 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 82

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 83

Tableau 5-6 : vérification des poutres principales selon les condition RPA et CBA 85

Tableau 5-7 : vérification des poutres secondaires selon les condition RPA et CBA 85

Tableau 5-8 : Calcule de τ_u 86

Tableau 5-9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 86

Tableau 5-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 87

Tableau 5-11 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement 88

Tableau 5-12 : Vérification de la flèche des poutres 88

Tableau 5-13 : Calcul le ferraillage des poteaux à l'ELU 94

Tableau 5-14 : vérification des poteaux selon les condition CBA et RPA 95

Tableau 5-15 : vérification des armatures à ELS des poteaux 96

Tableau 5-16 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux 98

Tableau 5-17 : les armatures transversales et leurs espacements 100

Tableau 5-18: Vérification de la quantité d'armatures transversales 100

Tableau 5.20.Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=1.70 m 105

Tableau 5.21.Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=1.25 m 105

Tableau 5.22.Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=2.75m 106

Tableau 5.23. Vérification des contraintes a l'état limite de service. 107

Tableau 5.24. Vérification des voiles a l'effort tranchant. 107

Tableau 5.25. Détermination des armatures horizontales. 108

Chapitre VI

Tableau 6.1.Dimensionnement des semelles isolées. 111

Tableau 6.2.Vérification du chevauchement entre les semelles. 111

Tableau6.3.Dimensionnement des semelles filantes suivant x. 112

Tableau 6.4.Vérification du chevauchement entre les semelles. 113

Tableau 6.5.Dimensionnement des semelles filantes croisé 113

Tableau 6.6.vérification du chevauchement entre les semelles. 114

Tableau 6.7:calcule la résistance de gros béton 116

Tableau.6.8.vérification le contrainte de gros béton 117

Tableau 6.9 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux. 120

Tableau 6.10: armatures principales des semelles filantes. 121

Tableau 6.12 . Longueur de scellement. 122

Tableau 6.13 .Dimensionnement de la poutre de libage 123

Tableau 6.14 . Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 123

Tableau 6.15. Détermination des moments de la poutre de libage. 124

Tableau 6.16 . Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage 124

Tableau 6.17. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 125

Tableau 6.12. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 125

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure. 1.1 : Diagramme contrainte –déformation du béton 6

Figure.1.2. Diagramme contrainte déformation de l'acier 7

Chapitre II

Figure 2-1.dimensionnement de plancher à corps creux 9

Figure 2-2.Dimensions du corps creux 10

Figure 2.3. Composants du plancher terrasse 12

Figure 2.4 Composants du plancher étage 13

Figure 2-5 : composants d'un balcon de la terrasse 14

Figure 2-6 : composants de la dalle d'étage 14

Figure 2-7 : Dimensionnement de la poutre 15

Figure 2-8 : Section réduite du poteau 18

Figure 2- 9: Coupe de voile en plan (gauche),Voile en 3D (droite) 23

Chapitre III

Figure 3-1 : L'acrotère 23

Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU 24

Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère 29

Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression 30

Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage 31

Figure 3-7 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS) 35

Figure 3-8 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELU) 36

Figure 3-9 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELS) 37

Figure 3.10. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée 37

(à gauche);En appui (à droite)

Figure 3.11.Dalle pleine reposant sur 2 appuis. 43

Figure 3-12 : Représentation d'un escalier 46

Figure 3-13 : Schéma de l'escalier 46

Figure 3-14 : Schéma statique à l'E.L.U 49

Figure 3-15: Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U 49

Figure 3-16: Schéma statique à l'E.L.S 50

Figure 3-17 : Diagramme des sollicitations de l'escalier à ELS 50

Figure 3.18.schéma statique de la poutre palière 53

Chapitre IV

Figure 4.1 : Disposition des voiles 61

Figure 4.2.Le comportement des trois premiers modes. 66

Figure 4-3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement 70

Figure 4-4 : Distribution des forces sismiques 71

Figure 4.5:Concentration des forces sismiques aux étages suivant X 72

Figure 4.6:Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 72

Chapitre v

Figure 5.1.Ferraillage des poutres principales(terrasse+étage). 89

Figure 5.2.Ferraillage des poutres secondaire (terrasse+étage). 90

Figure 5-3 : définition de la zone nodale dans les poteaux 91

Figure 5.4.Ferraillage des poteaux. 101

Figure 5-5 : disposition des armatures verticales dans les voiles 104

Figure 5.6.Les armatures transversales et les épingles 108

Figure 5.7.La zone de recouvrement des voiles 108

Figure 5.8.Disposition des armatures dans les voile. 109

Chapitre VI

Figure 6.1.Bulbes de pression dans différents types de semelles 109

Figure 6.2. Choix N°1 des semelles 110

Figure 6.3.Choix N°2 des semelles. 112

Figure 6.4.Choix N°3des semelles. 113

Figure 6.5. Schéma d'un radier nervuré 114

Figure 6.6.le gros béton 116

figur6.7.dimension de gros béton 117

Figure 6.8. Schéma statique du débord 118

Figure 6.9.le gros béton avec renforcement de débord par deux nap de très sodée de θ=10 mm 118

Figure 6.10.semelle filant sur gros béton 119

Figure 6.11 .Ferraillage de la longrine 127

NOTATIONS

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_V : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

C_d : coefficient dynamique.

K_t : coefficient de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

C_e : coefficient d'exposition au vent.

C_r : est le coefficient de rugosité.

$C_{pe,10}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.

$C_{pe,1}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

C_p : coefficient de pression de vent.

W : Pression nette exercée sur l'élément

q_j : la pression due au vent

R : force résultante

F_w : la résultante des forces horizontales

F_u : une force de soulèvement.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

c_t : coefficient de topographie

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique.

NOTATIONS

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

$\mathfrak{E}$: Coefficient (calcul de Cd)

η: Coefficient de fissuration.

λ:Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

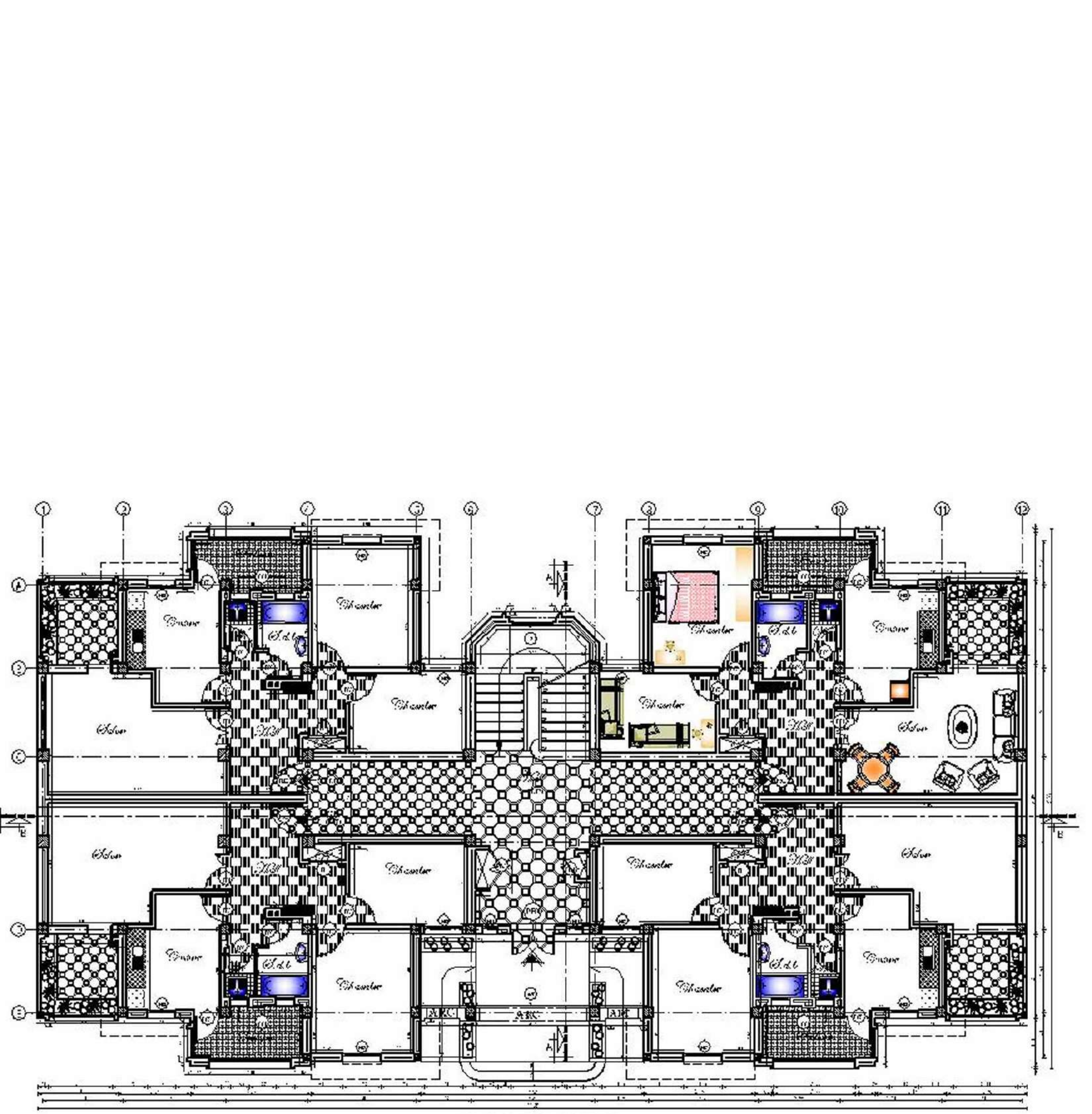
INTRODUCTION GENERALE

Le présent travail consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment en constitué un bloc (R +7) à usage d'habitation, implanté à MEDEA au niveau du pôle urbain. L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

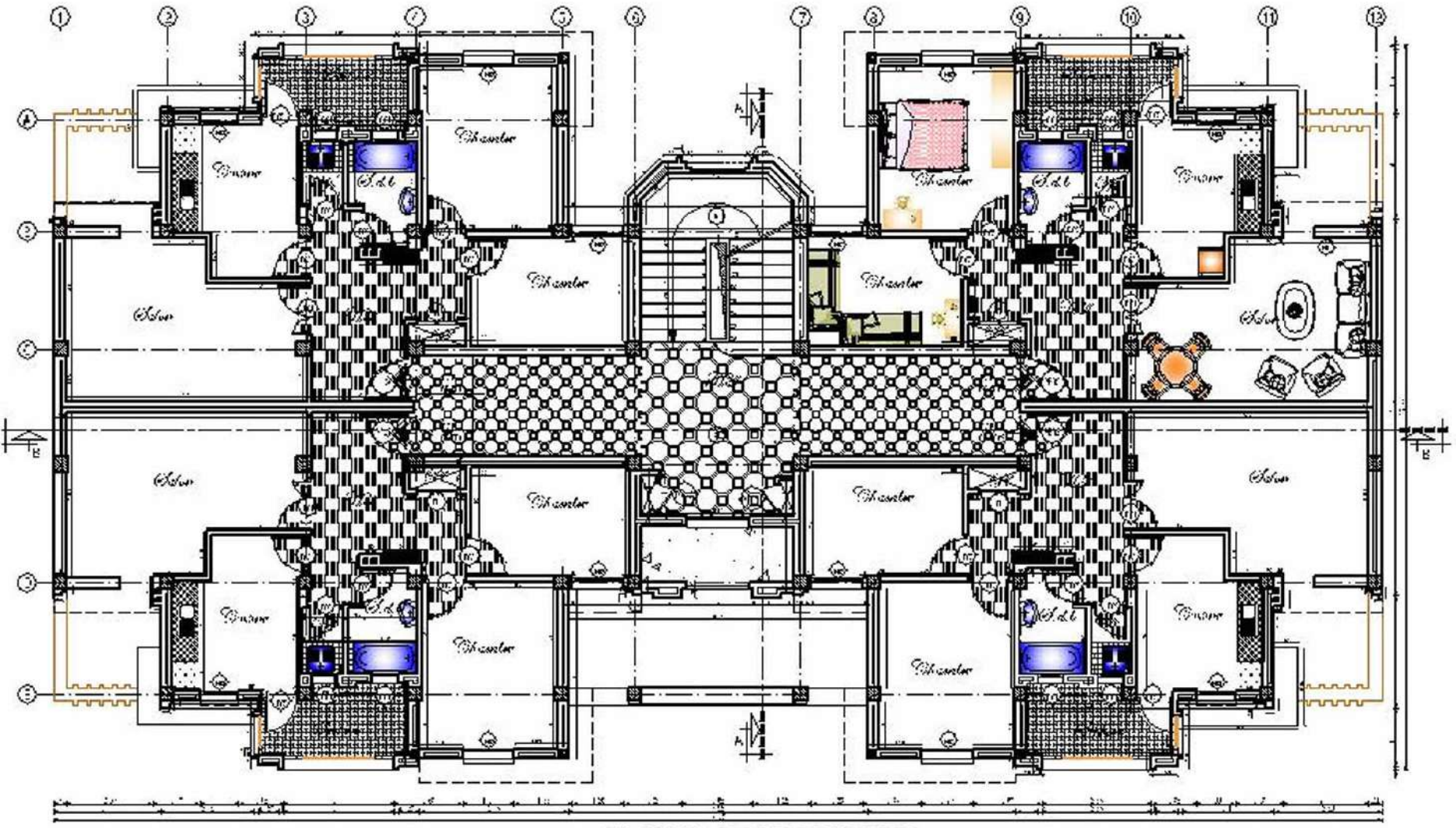
Une introduction sur l'ouvrage montrant les caractéristiques géométriques, l'ossature, le système de contreventement et les caractéristiques des matériaux (béton et aciers) sera le titre du premier chapitre . Le second chapitre traite le prédimensionnement des éléments de la structure et l'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation. Le troisième chapitre consiste à étudier les éléments secondaires (planchers, escaliers…). Le quatrième chapitre est consacré à l'étude dynamique qui est optée par le logiciel SAP 2000v15. L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux; et l'adoption du ferraillage de la structure fait l'objet du cinquième chapitre. On procède au sixième chapitre à l'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure; le choix de type de fondations le plus convenable et le ferraillage (fondations, murs de soutènement et les longrines). A la fin; on terminera notre travail par une conclusion générale.



FACADE PRINCIPALE



PLAN DU R.D.C



PLAN D' ETAGE COURTE

CHAPITRE I

GENERALITES

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc (R+7) en béton armé contreventé par des voiles, à usage habitation.

I.2. Situation

Le projet est implanté à MEDEA dans le cadre de création d'un « Pôle Universitaire ». Médéa est une zone des hauts plateaux classée, selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb).

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

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1.dimensions

Tableau 1-1 : dimensions du bâtiment

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment : Lo=30.55 m	Hauteur totale du bâtiment: H=25.84m
	Hauteur de l'étage courant: h =3.23 m
Largeur totale du bâtiment : La=16.15 m	Hauteur de RDC:…… hr=3.23 m

I.3.2. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 10m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.3.3. Planchers

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

I.3.4. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 05cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

I.3.5. Revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Dalle de sol de 1 cm dans toutes les surfaces
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.3.6. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère réalise en béton armé, d'une hauteur de 60cm et d'une épaisseur de 10 cm.

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

I.3.7.Escaliers

La cage d'escalier permet l'accès de l'entre sol au reste des étages, elle est constituée à chaque niveau d'un escalier droite.

I.4 .Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.4.1. Béton

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant en proportions convenables et de manière homogène :

- du ciment ;
- un « granulat » composé de sable et de matériaux pierreux (gravillons, cailloux) ;
- de l'eau.

Le mélange fait prise puis « durcit », ce qui se traduit par un accroissement de ses résistances à la compression et à la traction. La première atteint des valeurs élevées, en moyenne, 25 à 35 MPa, mais la seconde reste relativement incertaine et faible (de l'ordre du douzième de la résistance à la compression, c'est-à-dire de 2 à 3 MPa).

I.4.2. Béton Armé

Pour pallier les inconvénients résultant de la fragilité du béton, on associe au béton des armatures en acier disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal 'effort de traction '.

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique, ainsi qu'une bonne adhérence l'un a l'autre.

I.4.2.1. Résistance du béton

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

1.4.2.2. Résistance à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm). Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40\ Mpa \qquad [1]$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour} \quad f_{c28} > 40\ Mpa \qquad [1]$$

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

I.4.2.3. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe.
2. En traction par fendage.
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation: $f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ}$ avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en *Mpa*

I.4.2.4. Coefficient de POISSON (υ)

$$\upsilon = \frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"),

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU). [1]

I.4.2.5. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{ij}(Mpa) = 11000(f_{cj})^{1/3} \qquad [1]$$

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en *Mpa*

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égale à :

$$E_{VJ}[Mpa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad [1]$$

Soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} Mpa$

I.4.3.Acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.4.3.1.Types d'acier

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 1-2 : Les types d'aciers

Nature	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE 520	520

I.4.3.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$[E_s = 2.10^5 Mpa]$ Ar.2.2.1.[1]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4.4.Principe de calcul du C.B.A.93

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - L'Equilibre statique ;
  - L'ouverture des fissures ;
  - La stabilité de forme.
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
  - La compression du béton ;
  - L'ouverture des fissures ;
  - La déformation.

E.L.U de résistance

1. Contrainte du béton en compression

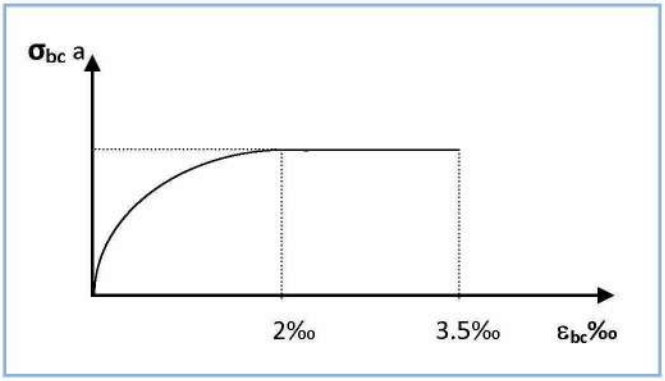


Figure. 1.1 : Diagramme contrainte –déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad [1]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

θ=0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ=0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

2. Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right) \qquad [1]$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right) \qquad [1]$$

3. Contrainte limite de l'acier

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est :

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

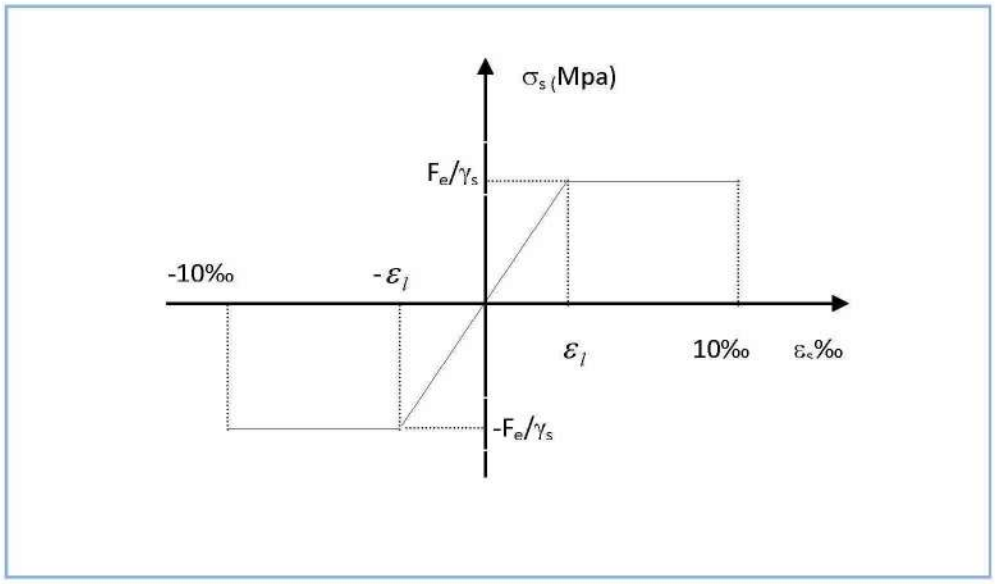


Figure.1.2. Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

A l'E.L.S

1. E.L.S de compression de béton

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{cj}$ [1]

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

2. E.L.S de contrainte limite de l'acier

- **Contrainte limite de l'acier**
  - Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [1]
  - Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa] [1]
  - Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa] [1]

Avec : η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

- **Conclusion**

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25Mpa$

$f_{t28} = 2.1Mpa$

$E_{i28} = 32164.2Mpa$

$E_{v28} = 10819Mpa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2Mpa & : situation\ durable \\ 18.48Mpa & : situation\ accidentelle \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$

$FeE400, fe = 400Mpa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE235, fe = 235Mpa$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202Mpa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

CHAITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifies après vérifications dans la phase de calcul.

II .2. Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractériséspar une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II .2.1. Plancher à corps creux

Les planchers a corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à descorps creux, l'épaisseur du plancher se calcule a l'aide des deux formules suivantes:

- $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

¨ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée a nus des appuis.

¨ Pour le cas de notre structure, nous avons : $L = 2.40$ m.

- $240/20 \geq ht \geq 240/25 \Rightarrow 12 \text{ cm} \geq ht \geq 9.6 \text{ cm}$.
- $etht \geq 240/22.5 \Rightarrow ht \geq 10.66 \text{ cm}$.

On choisit : $ht = 20$ cm on adoptera donc un plancher a corps creux du type (16+4)

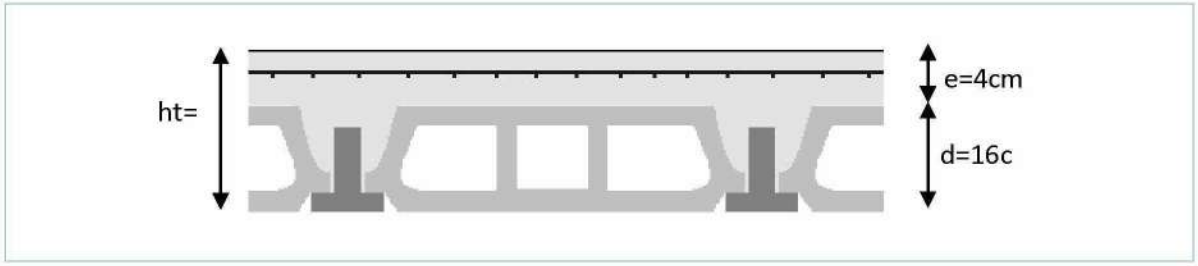


Figure 2-1.dimensionnement de plancher à corps creux

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- $ht \geq 16$ cm

D'où on a : 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

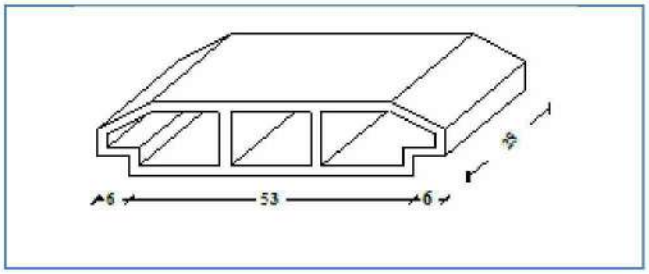


Figure 2-2.Dimensions du corps creux

II.2.2. Dalle pleine

- **Critère de résistance**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis:

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

Dalle reposant sur deux appuis :

$$(\ Lx\ /\ 35\ ) \leq ep \leq (\ Lx\ /\ 30)$$

où : ep : épaisseur de la dalle .

L : la plus grande portée mesurée entre nus.

- **Sécurité contre l'incendie**

$e_p = 7cm$: pour assurer un coupe-feu d'une heure.

$e_p = 11cm$: pour assurer un coupe-feu de deux heures.

- **Critère d'isolation acoustique**

$e_p = 15cm$

- **Conclusion**

Pour la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

➢ **Condition de la flèche**

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$.

Si $L > 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

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

II.3.1. Maçonnerie

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau 2-1 : charge permanent du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	**1.62**

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau 2-2 : charge permanent du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	**1.62**

II.3.2. Plancher terrasse

A. Charges permanentes

Tableau 2-3 : Charges permanentes du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	2.60
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
		G	**6.12**

B. Surcharges d'exploitation

Pour un terrasse non accessible

$$Q = 1\ KN/m2$$

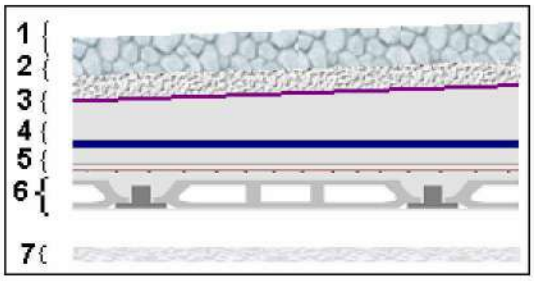


Figure 2.3. Composants du plancher terrasse

II.3.3. Plancher courant

A. Charges permanentes

Tableau 2-4: Charges permanentes du plancher

	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Lit de sable	0,03	0,54
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Planche corps creux	0,16+0,04	2.60
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Les murs simples	^{2}0,10	1,62
		G	**5.80**

B. Surcharges d'exploitation

$Q = 1{,}5\ KN/m2$



Figure 2.4 Composants du plancher étage

II.3.4 Dalle pleine

II .3.4.a .Terrasse

Tableau 2-5 : Charge permanente terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique(KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.15	3.30
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.02
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	8.77

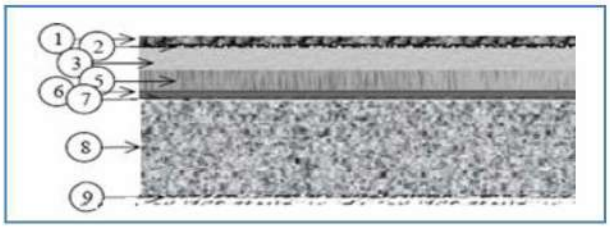


Figure 2-5 : composants d'un balcon de la terrasse

II.3.4. b. Etage courant

Tableau 2-6: Charge permanente de la dalle d'étage (corps creux)

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids surfacique
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Etanchéité	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.15	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	5.61

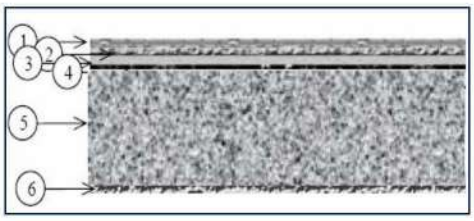


Figure 2-6 : composants de la dalle d'étage

II.4.Prédimensionnement des poutres

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

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

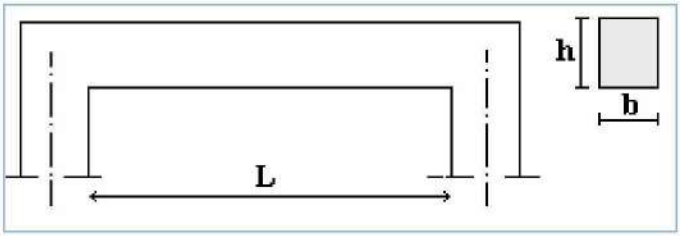


Figure 2-7 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIb sont:

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20\ cm$
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5+b_1$

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

Tableau 2-7: prédimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 5.30 m ⇒ 35cm ≤ h ≤53cm on adopte h = 45 cm ⇒ 13.5 cm ≤ b ≤31.5 cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 2.4m ⇒16cm ≤ h ≤ 24cm on adopte h = 30 cm ⇒9 cm ≤ b ≤21 cm on adopte b = 25cm
Vérification selon le RPA 99	h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.5 ≤ 4	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.084) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.125)≥(1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 45 cm ; b = 30 cm	h = 30 cm ; b = 25cm

II.5. Prédimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est (C-3).

II.5.2. Dimensions des poteaux

- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.
- MIN (a, b) ≥ 30cm

Tableau 2-8: prédimensionnement des poteaux (corps creux)

Niveau d'étage		7eme	6eme	5eme	4eme	3eme	2eme	1ere	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	35	35	35	40	40	40	45	45
	b (cm)	35	35	35	40	40	40	45	45

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement Lf

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

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

Avec L_0 =3.23m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante pour l'en tirer :

Tableau 2-9 : détermination de la longueur de flambement

	Dimensions de poteau	Lf	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous la terrasse	0.35x0.35	0.7L0	0.101	22.38
Sous le 6eme étage	0.35x0.35	0.7L0	0.101	22.38
Sous le 5eme étage	0.35x0.35	0.7L0	0.101	22.38
Sous le 4eme étage	0.40x0.40	0.7L0	0.115	19.66
Sous le 3eme étage	0.40x0.40	0.7L0	0.115	19.66
Sous le 2eme étage	0.40x0.40	0.7L0	0.115	19.66
Sous le 1eme étage	0.45x0.45	0.7L0	0.130	17.39
Sous le RDC	0.45x0.45	0.7L0	0.130	17.39

II.5.4 . Calcul de l'effort Nu

L'effort normal admissible est :

$$\bar{N}_u = \frac{\propto}{\beta}\left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma b} + As\frac{fe}{\gamma s}\right]$$

Avec :

- $\bar{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- β=1.1 : plus de la moitie des charges est appliquée avant 90 jour.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- γ_b= 1,50 &γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:
- $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$ Pour $\lambda \leq 50$ et $\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2$ Pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad (section\ rectangulaire)$$

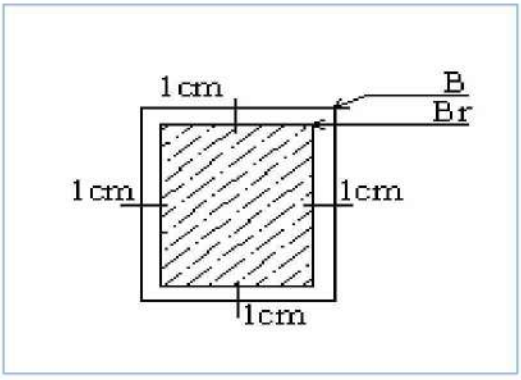
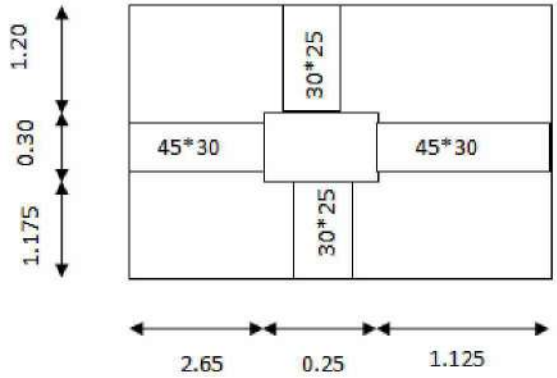


Figure 2-8 : Section réduite du poteau

Tableau 2-10: Calcule de $\overline{N}_u$

	dimension	Br(mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}_u$(kN)
le 7eme étage	35x35	108900	22.38	0.785	122.5	1616.53
le 6eme étage	35x35	108900	22.38	0.785	122.5	1616.53
le 5eme étage	35x35	108900	22.38	0.785	122.5	1616.53
le 4eme étage	40x40	144400	19.66	0.780	160	2129.18
le 3eme étage	40x40	144400	19.66	0.780	160	2129.18
le 2eme étage	40*40	144400	19.66	0.780	160	2129.18
le 1eme étage	45x45	184900	17.39	0.810	202.5	2830.55
le RDC	45x45	184900	17.39	0.810	202.5	2830.55



- Surface du plancher revenant au poteau:
- Sp=(4.025-0.25)x(2.675-0.25)⇒Sp=9.154 m².
- Surface totale:
- St=4.025x2.675⇒St= 10.766 m².

II.5.5. Descente des charges

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicite, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudie s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.6. Charges Permanentes

Tableau 2-11: Tableau des charges permanentes

Etage	Gplancher (KN)	Gpoteau (KN)	Gpoutre (KN)	G (KN)	Gcum (KN)
7eme	56.02	9.89	17.19	83.10	83.10
6eme	53.09	9.89	17.19	80.17	163.27
5eme	53.09	9.89	17.19	80.17	243.44
4eme	53.09	12.92	17.19	83.20	326.64
3eme	53.09	12.92	17.19	83.20	409.84
2eme	53.09	12.92	17.19	83.20	493.04
1eme	53.09	16.35	17.19	86.63	579.67
RDC	53.09	16.35	17.19	86.63	666.30

II.5.7. Charges d'exploitation

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau 2-12 : Tableau des charges d'exploitations

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
7^{eme} étage	Q0 =	10.766		10.766
6^{eme} étage	Q1 =	16.149	1	26.915
5^{eme} étage	Q2 =	16.149	0.95	41.449
4^{eme} étage	Q3 =	16.149	0.90	54.368
3^{eme} étage	Q4 =	16.149	0.85	65.672
2^{eme} étage	Q5 =	16.149	0.80	75.362
1^{eme} étage	Q6 =	16.149	0.75	83.436
RDC	Q7 =	16.149	0.70	89.896

- **Effort normal de résistance**

$N_{u=}$1.35G +1.5Q

$\bar{N}u= N_{u+}$10% $N_{u=}$1.1 N_u

Tableau 2-13 : Tableau de vérification

niveau	Gcumule (KN)	Qcumule (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	$\bar{N}_u$ (kN)	$1.1Nu \leq \bar{N}_u$
7^{eme} etage	83.10	10.76	128.32	141.15	1616.53	Oui
6^{eme} etage	163.27	26.91	248.82	273.70	1616.53	Oui
5^{eme} etage	243.44	41.44	390.80	429.88	1616.53	Oui
4^{eme} etage	326.64	54.36	522.50	574.75	2129.18	Oui
3^{eme} etage	409.84	65.67	651.78	716.96	2129.18	Oui
2^{eme} etage	493.04	75.36	778.64	856.50	2129.18	Oui
1^{eme} etage	579.67	83.43	907.69	998.46	2830.55	Oui
RDC	666.30	89.89	1034.34	1137.77	2830.55	Oui

II.5.8. Vérification selon le RPA99v2003

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2-14: vérifications de coffrage des poteaux

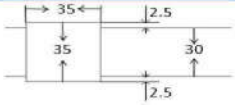
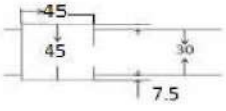
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h)≥he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.23 - 0.30)/20=18.90cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.9. Vérification aux zones nodales

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau 2-15: vérification aux zones nodales

	b_{max}(cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	d ≤ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	35	35	Oui	2.5	17.5	Oui
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui

II.6.Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

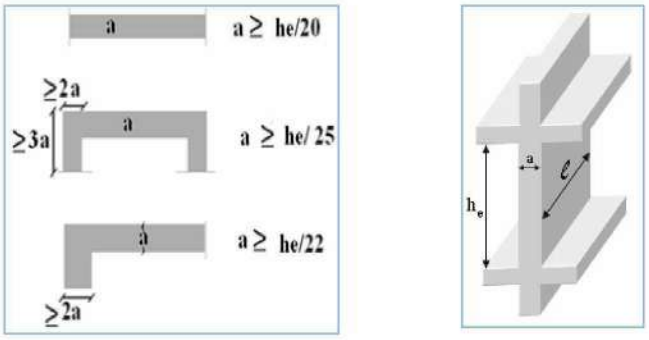


Figure 2- 9: Coupe de voile en plan (gauche),Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- he= 3.23-0.3=2.93m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22) = a ≥ MAX(15 cm ; 12.92 cm;13.31 cm)
  a ≥14.65 cm

On adopte: a =15 cm

CHAITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

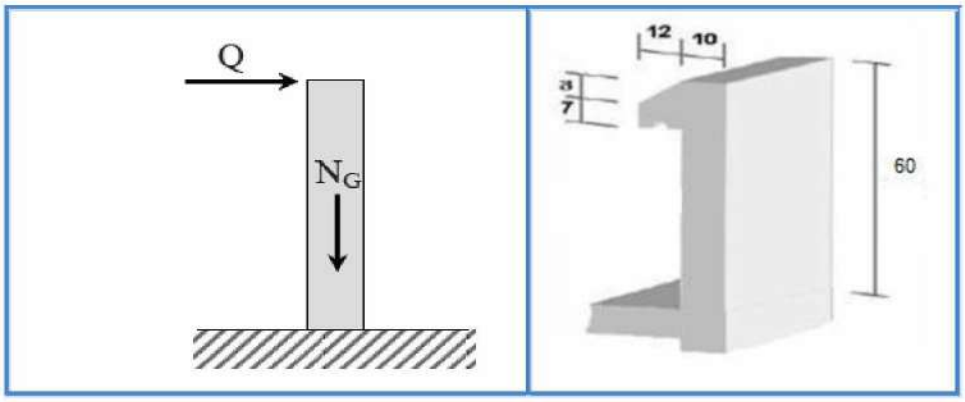


Figure 3-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations

Tableau 3-1: Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = 1.775
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

III.1.2.Calcul des efforts

Tableau 3-2: Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.369	G = 1.755
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h ==0.9	

III.1.3. Calcul du ferraillage

III.1.3.a. À E L U

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau 3-3 : Les données

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\,adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\,adm}$	348 MPa	b	100 cm

- **Calcul de l'excentricité**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.8}{4.39} \Rightarrow e0 = 41$ cm

On a : $e_0 = 41$ cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm**Erreur ! Signet non défini.**

- Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.
- **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

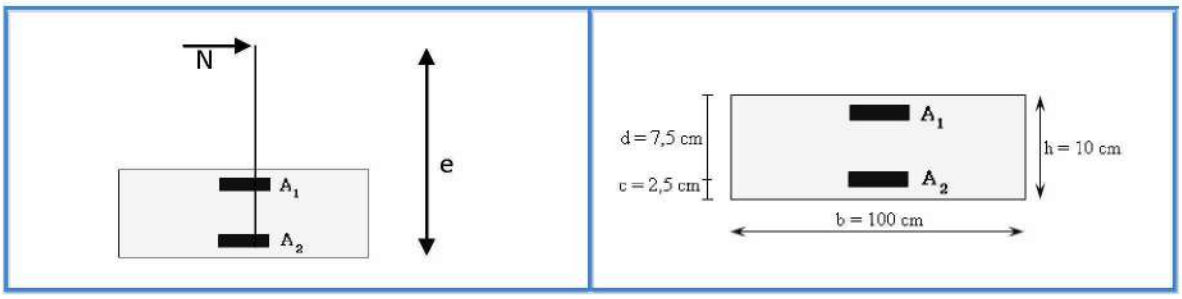


Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.405$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.96$ kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ \beta = 0.994 \end{cases}$

$$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma}_s * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302 \text{ cm}^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$

Donc: $\begin{cases} A = 0.302 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité [1]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.302 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_{min} = 1.00 \text{ cm}^2$

On adoptera : $A = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures de répartition [1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : $Ar = 3 \text{ HA } 8 = 1.50 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement [1]**

St=25 cm ≤Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

Srép=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S [1]

Données: $N_{ser} = 1.755$ kN

$M_{ser} = 0.6$kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

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

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $Bo = b*h + 15(A + A') \Rightarrow Bo = 1030{,}15\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)\right] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073\ cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}926\ cm.$

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4.$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677\ cm.$

Donc : $e_0 = 34{,}19cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677\ cm.$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

❖ **Calcul de l'excentricité**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

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

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $Bo = b*h + 15(A + A') \Rightarrow Bo = 1030{,}15\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)\right] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073\ cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}926\ cm.$

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : $e_0 = 34{,}19cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

❖ **Application numérique**

$$\begin{cases} p = -2489.80 cm^2 \\ q = +47307.84 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80 y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.20 cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57.54 cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 26.34 cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

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

Donc: $\begin{cases} y_2 = 31.20 cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01 cm \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$S_{xx'} = 36.48 cm^3$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481 N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967 MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61 MPa$$

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

$$\sigma_s = 39.61 MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633 MPa$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83 kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme [2]

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

- $F_p = 4.A.C_p.W_p.$ (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage , zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404 KN$$

$F_p = 1.404 KN < T = 1.5 KN$ .....(condition vérifier)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

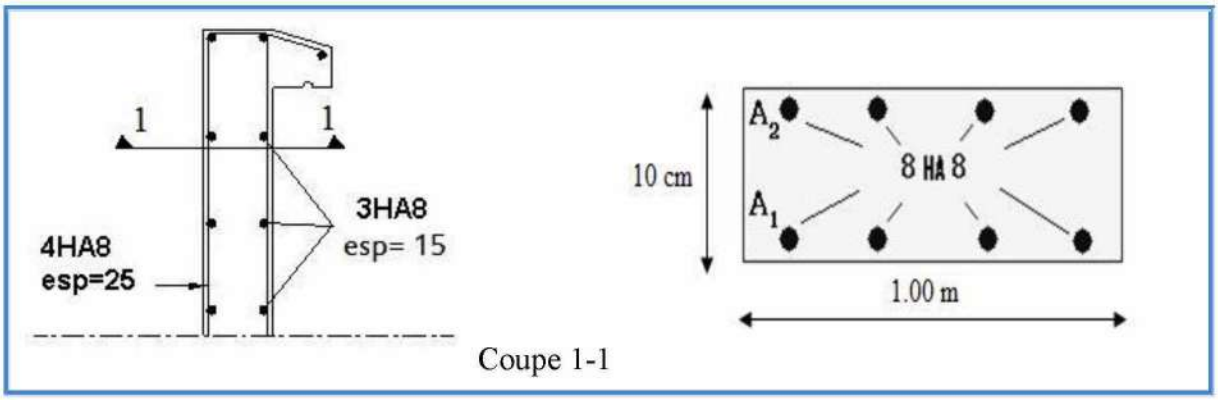


Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression

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

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- ➢ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

  20 cm **[1]**

- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

  33 cm **[1]**

- ➢ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$ **[1]**

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

  $50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l \quad \textbf{[1]}$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x 20 cm.

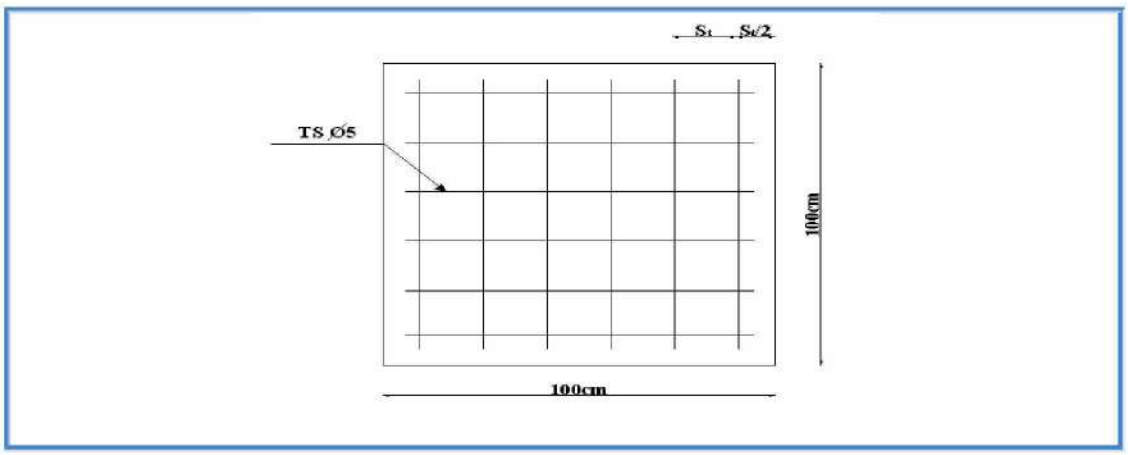


Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III2.2. Les poutrelles

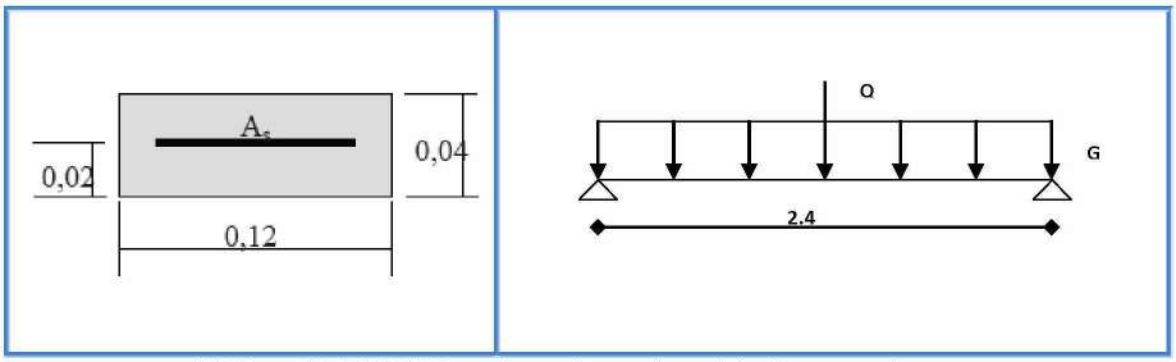
Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1. avant coulage

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

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de



1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

- **Evaluation des charges et surcharges**

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée L	Q (kN)	G (kN/ml)	
2.4	1.2	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau 3-5 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 0.554$	$\frac{QL}{4} = 0.720$	1.35MG+1.5MQ=1.827

$$\mu = \frac{Mu}{\overline{\sigma}b*b*d^2} = \frac{1.82*10^6}{14.2*120*20^2} = 2.67 \gg \mu max = 0.478 \Rightarrow A' \neq 0$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais a cause de la faible section dubéton, ces armatures ne peuvent pas être placées, dans ce cas on doit prévoir des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

III.2.2.2. Après coulage

G = poids du plancher (16+4)= 2.6*0.65=1.69 kN/ml

Q =1*0.65=0.65 kN/ml

$f = \frac{2.05*(1.35G+1.5Q)*l^4}{384*E*I}$ pour la poutre continue

$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

Tableau 3-6 : Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	1.35G+1.5 Q (kN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
0	1.69	1	3.78	2.40	0.18	0.48	oui

- **Conclusion**

On doit disposer 1 étais.

Tableau 3-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	3.978	1*0.65=0.650	6.345	4.628
Plancher courant	3.770	1.5*0.65=0.975	6.971	4.745

- **Méthode de calcul**

- **la méthode forfaitaire**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- **Exposé de la méthode [1]**

  On désigne chaque travée par :

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

$$1)M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max}\begin{cases}1.05M_0\\(1+0.3\alpha)M_0\end{cases}$$

$$2)M_t \geq M_{Max}\begin{cases}\frac{(1,2+0.3\alpha)}{2}M_0 \text{ Si la travée est de rive}\\\frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire}\end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases}M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées}\\M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.}\\M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.}\\M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive}\end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée. Me : Moment max sur l'appui droite.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche. M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique$=\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.2.2.2.a.Sollicitations de calcul

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable

- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 11.60\,kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

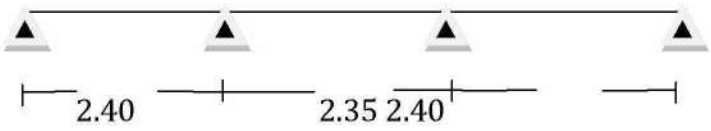
- l'inertie est constante pour toutes les través.

- $0.8 < LAB / LBC = 1.02 < 1.25$ **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible

Donc la solution ce fait par la méthode forfaitaire pour les deux types.

- **Poutrelle à trois travées**



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	5.019	3.564	1.003	2.509	7.737	8.992
B-C	4.812	2.694	2.406	2.406	8.190	8.190
C-D	5.019	3.564	2.509	1.003	8.992	7.737

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées*(ELS)*

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)
A-B	3.416	2.425	0.683	1.708
B-C	3.275	1.834	1.637	1.637
C-D	3.416	2.425	1.708	0.683

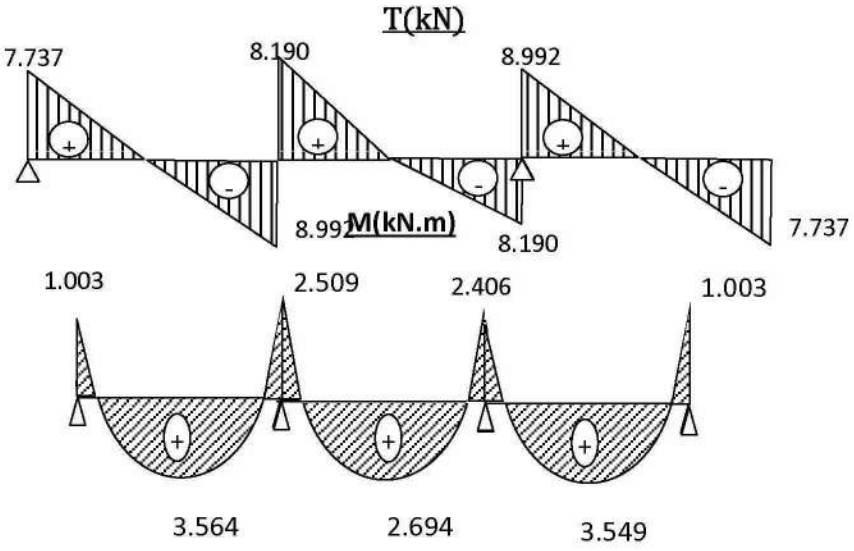


Figure 3-6: Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU)

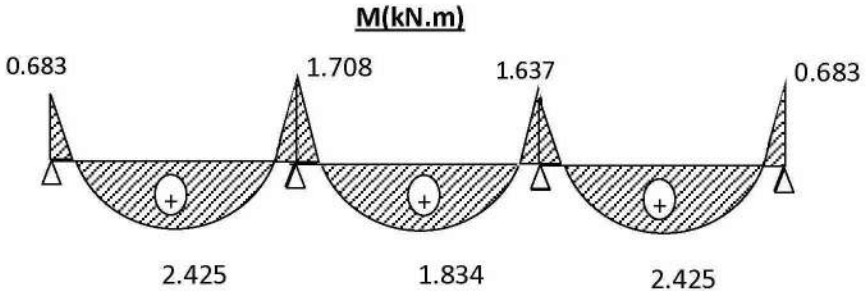
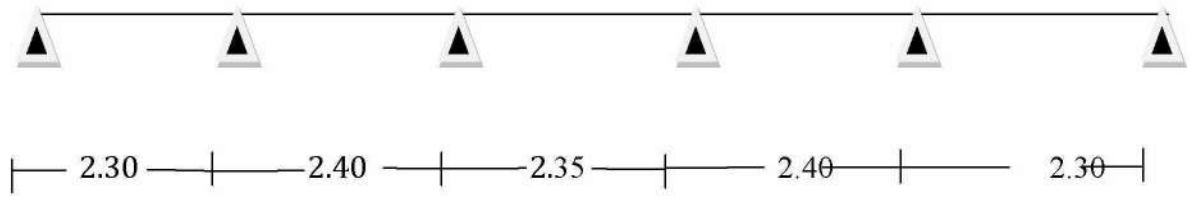


Figure 3-7 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS)

- **Poutrelle à cinq travées :**



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

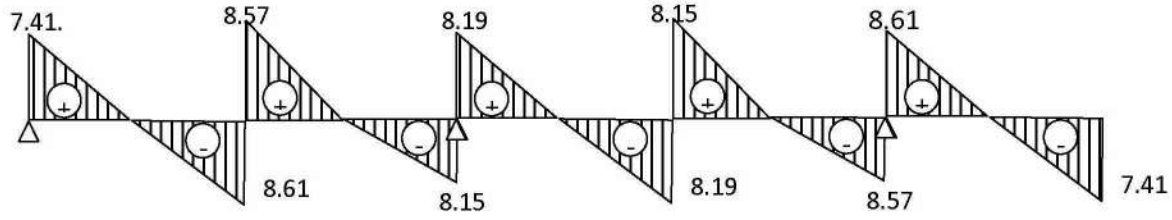
Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	4.609	3.273	0.921	2.304	7.415	-8.617
B-C	5.019	3.062	2.509	2.007	8.574	-8.156
C-D	4.812	3.176	1.924	1.924	8.190	-8.190
D-E	5.019	3.062	2.007	2.509	8.156	-8.574
E-F	4.609	3.273	2.304	0.921	8.617	-7.415

Tableau 3-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées*(ELS)*

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)
A-B	3.137	2.227	0.627	1.568
B-C	3.416	2.047	1.708	1.366
C-D	3.275	2.161	1.310	1.310
D-E	3.416	2.083	1.366	1.708
E-F	3.137	2.227	1.568	0.627

T (kN)



M(kN.m)

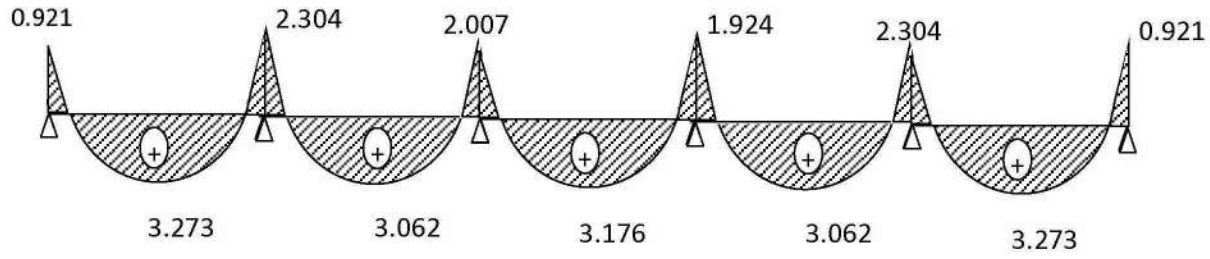


Figure 3-8 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

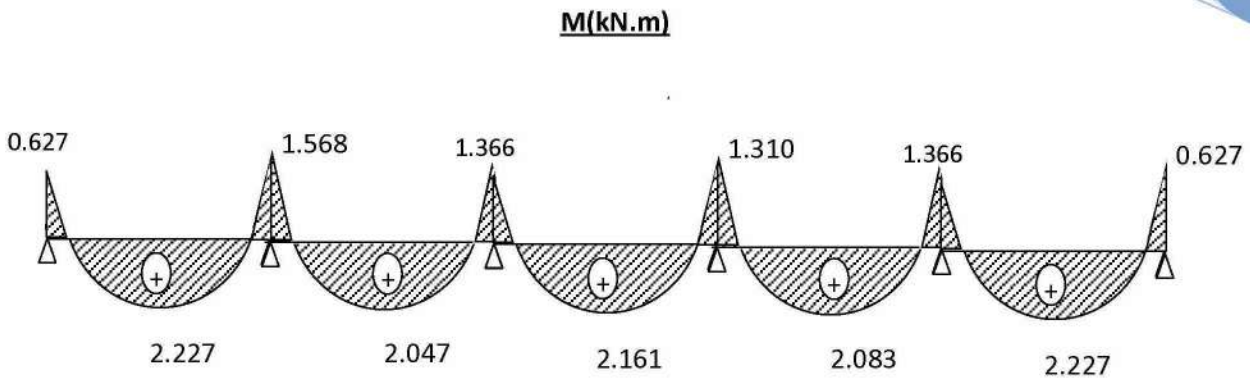


Figure 3-9 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

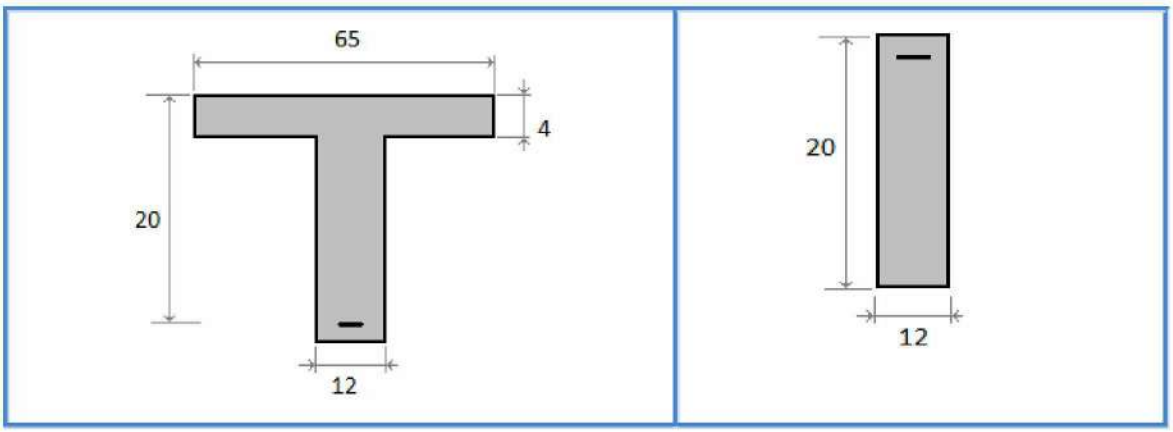


Figure 3.10. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche);En appui (à droite)

III.2.2.2.b. Calcul du ferraillage

- **Armatures longitudinales**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la sectionen T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :
- La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau 3-12 : calcule des armatures

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	M_u (kN.m)	3.564	2.509
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =59.07 $M_0>M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.011	0.0083
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.995	0.996
	A (cm^2)	0.571	0.402
	Le choix	3HA10=2.35cm^2	3HA10=2.35 cm^2

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	2.425	1.708
	σ_{badm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.90	3.26
	I_G (cm^4)	8293.29	5867.31
	K (N/cm^3)	0.029	0.029
	σ_b (Mpa)	1.131	0.90
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaire sen flexion simple, les résultats sont :

Tableau 3-13 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=3HA10

- **Armatures transversales**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Espacement St**

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (16.2;40\ cm)$$

Donc: S_t=15 cm;

Diamètre des armatures transversales ϕt

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;10;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 7.14$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$=28.27 mm²

a_t : section d'une barre

nt: nombre des barres

at=0.28 cm² et nt=2 ➔ At=at nt=0.56 cm² ➔ At = 2T6

III.2.2.2.c. Vérification au cisaillement [1]

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{8.992*10^3}{120*180} = 0.416\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right] = 3.33\text{Mpa}$$

la section du béton existant peu équilibre l'effort tranchant.

- **Vérifications nécessaires [1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56\times400}{120\times150} = 1.24\,\text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > -0.00063\,\textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.2.2.d. Vérifications préliminaires de la flèche [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

h/L ≥ Mt/(15 Mo)➔0.083≥0.0473 **(C.V)**

h/L≥1/22.5 ➔0.083≥0.044 **(C.V)**

A/(bo*d) ≤3.6/fe➔0.0108≥0.009 **(C. N.V)**

Les conditions ne sont pas vérifiées ce qui nous oblige à calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche**

Le calcul se fera suivant les formules du règlement (CBA93) [annexe D]

Mser= 2.425 kN.m ,A = 2,35 cm^2,$\bar{f}$ =L/500=2400/500=4.8mm

ρ=At/(bo*d)=0.0108 d'ouρ1=100ρ=1.08 ➔β= 0.856

$$\sigma_s = \frac{Mser}{\beta * d * A} = \frac{2.425 * 10^6}{0.856 * 2.35 * 10^2 * 180} = 66.97Mpa$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\,.\,f_{t28}}{4.\,\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4.0.0108 * 66.97 + 2.1} = 0.263$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\,.\,f_{c28}}{\left(2 + 3.\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 * 2.1}{\left(2 + 3 * \frac{12}{65}\right) * 0.0108} = 3.80$$

λ_v=2/5 λ_i =1.52

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 7.09 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = \frac{bh_0^3}{12} + b \cdot h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + b_0\left(\frac{h-h_0}{1.2}\right)^3 + b(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 - y\right)^2 + 15A(d-y)^2$$

I_0=4.556×10^{4}cm^4

Moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} = 8545.98 cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 7570.60 cm^4$$

Ei = 32164,19 MPa

Ev = 10818,86 MPa

Déformation instantanée de longue durée :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 0.508 mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}} = 1.705 mm$$

$\Delta f = f_v - f_i$=1.705-0.508=1.197 mm

Δf=1.197 mm<$\bar{f}$ = 4.8mm**(C.V)**

Donc on garde la meme section d'armature 3HA10 et un plancher 16+4.

III.3. Calcul des dalles pleines

III.3.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue dans notre structure un seul type de dalle plein de forme régulière reposant sur 2 appuis.

III.3.2. Méthode de calcul

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.3.3. Principe de calcul

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

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

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

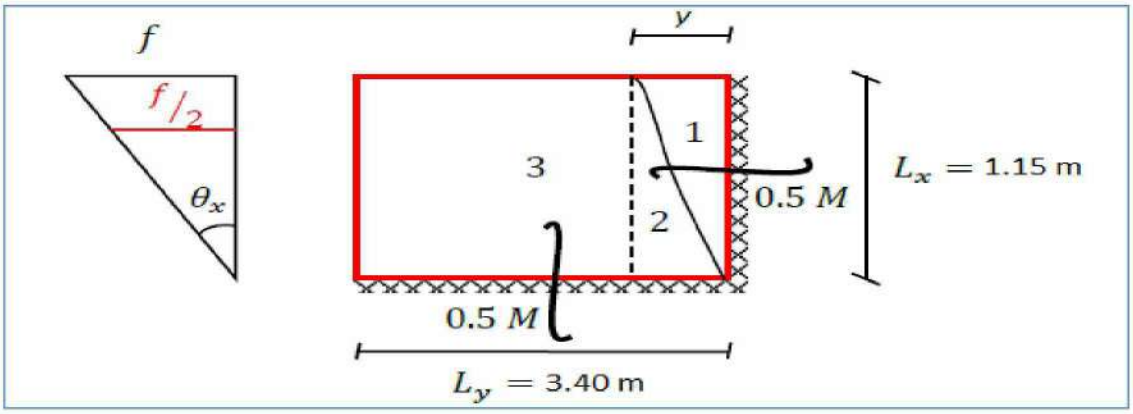


Figure 3.11.Dalle pleine reposant sur 2 appuis.

III.3.4. Calcul des moments

1)Travail externe

- $Text=Text1+Text2+Text3$
- $Text1=(1.15\ y/2)f/3$
- $Text2=(1.15\ y/2)f3$
- $Text3=(\ (3.40-y)(1.15)\ )f/2$
- $Text=((2\times1.15y)/6)+((3.40-y)(1.15))/2)$
- $Text=$ (-0.195y+1.95)

2)Travail interne

- $Tint=Tint\ 1+Tint\ 2$
- $Tint1=MyLx\theta y+0.5\ MyLx\theta y=1.5\ MyLx\theta y=1.725\ My\theta y=1.725\ My\times f/y$
- $Tint2=Mxy\theta x+0.5\ MxLy\theta x=Mx(y+0.5Ly)$
- $Tint2=(y+0.5\times3.40)\ Mxf/1.15$
- $Tint2=Mxf((y/1.15)+1.47)$
- $Tint2=Mf(\frac{1.725}{y}+\frac{y}{1.15}+1.47)$
- $Tint2=Mf(\frac{1.98+y^2+1.69y}{1.15y})$
- $Tint=Text$
- $Mf\left(\frac{1.98+y^2+1.69y}{1.15y}\right)=$ (-0.195y+1.95)
- $q=M\frac{\frac{1.98+y^2+1.69y}{1.15y}}{-0.195+1.95}-\frac{U(y)}{V(y)}$
- $\acute{q}=0\Longrightarrow\acute{U}(y).V(y)-U(y).\acute{V}(y)=0$

- $1.96y^2 + 0.66y - 3.36 = 0 \Rightarrow$ y=1.15m
- On remplace " y " on trouve: M=0.75q

Tableau 3-14: Vérification de l'effort ELU,ELS

ELU	ELS
M_u =0.75q_u	q_{ser}=G+Q=5.61+3.5=9.11KN.m Max = -$q_{ser}l^2$/2=6.02KN.m May = -$q_{ser}l^2$ /2 =52.65KN.m M'ax = −0.3 Mx M'ax =-0.3.6.02=-3.612KN.m M'ay = −0.3 My May=-0.3.52.65=-15.79KN.m
q=1.35G+1.5Q q=1.35(5.61)+1.5(3.5)=12.82KN	
Mtu=0.75 q =9.61KN.m Mau=0.75q.0.5=4.80KN.m	

III.3.5. Le ferraillage

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

σ_b =14,20MPa; σ_s =348MPa.

b= 100cm, h= 15cm, c= 2cm.

On a$\frac{lx}{ly} = \frac{1.15}{3.40} = 0.33 < 0.4$donc la dalle travaille suivant une seule direction.

Tableau 3-15 : Ferraillage de la dalle pleine.

	Mu (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Amin (cm^2)	Achoisi (cm^2)	espacement	Arep (cm^2)	espacement
En travée	9.61	2.16	0.00	1.5	5HA10	20	4HA10	25
En appuis	4.80	1.07	0.00	1.5	5HA10	20	4HA10	25

Vérifications

Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_{tadm} \le Min\begin{cases}3h = 45cm \\ 33cm\end{cases} = 33cm$$

soit: S_t=20cm et S_t=25cm <33cm (**CV**)

III.3.6.Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_U}{b\,d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_U = \frac{q_u L_X}{2}$$

$\tau_u = 0{,}05MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16MPa$ **(CV)**

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.7.Vérification des contraintes à l'état limite de service

Tableau 3-16 : Vérification à l'ELS

		Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	
Suivant (x)	Ma	3.612	2.241	71989.7	0.90	15	CV
Suivant (y)	Ma	15.65	2.241	71989.7	1.70	15	CV

III.3.8. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{lx} = \frac{150}{115} = 1.30 \geq \frac{Mt}{20Mx} = 0.05\textbf{(CV)}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.92}{100.15} = 2.26.10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 5.10^{-3}\textbf{(CV)}$$

III.4. Calcul des escaliers

III.4.1. Introduction

La circulation verticale dans une construction se fait par le biais des escaliers. Dans notre structure on a un seule type d'escalier :

- Escalier droit

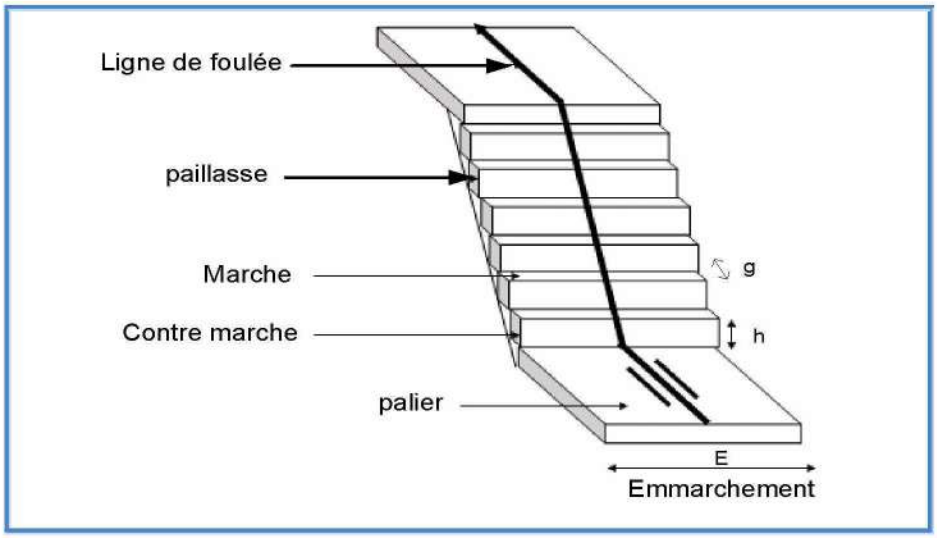


Figure 3-12 : Représentation d'un escalier

III.4.2. Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1,70m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

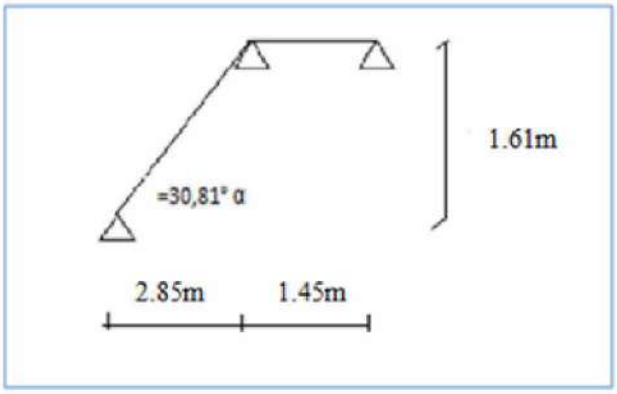


Figure 3-13 : Schéma de l'escalier

Nombre de marches: n - 1 = 9

Nombre de contres marches: n = 10

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17\,cm$

Le giron: $g = L / n-1 = 285 / 10 = 28.5cm \Rightarrow g=30cm$

Vérification de la formule de BLONDEL: $59\,cm \leq g + 2h = 64\,cm \leq 66cm$

Angle d'inclinaison"α": $tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{285} = 0.59 \Rightarrow \alpha = 30.81°$

Longueur de la paillasse "L0": $L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{180}{\cos 33.47} = 331.83cm$

L'épaisseur de la paillasse "ep": $\frac{L_0}{35} \leq e_p \leq \frac{L_0}{30} \Rightarrow 9.48cm \leq e_p \leq 11.06cm$

Donc on prend: $e_p = 11\,cm$

III.4.3.Evaluation des charges et surcharges

A- Charges permanentes

Tableau 3-17 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier intérieur

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.11	25	4.00
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**5.74**

Figure 3-18: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escaliers intérieures

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.11 / cos α	25	4.80
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**8.66**

B- Surcharge d'exploitation

Q = 2.5KN/m2

III.4.4.Détermination des efforts

Tableau 3-19: Combinaison des charges de l'escaliers intérieures

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	5.74	2.5	11.5	8.24
Paillasse	8.66	2.5	15.44	11.16

a- A l'E.L.U

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Tableau 3-20 : méthode CACUOT.

Moment isostatique Mo	$ql^2/8$	
Moment en travée Mt	$-\frac{qx^2}{2}+\left(\frac{ql}{2}+\frac{M_e-M_w}{l}\right)x+M$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.15M_0$
	Appuis intermédiaires	$-(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w + l'_e))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2) + (M_e - M_w/l)$
	Te	$(ql/2) - (M_e - M_w/l)$

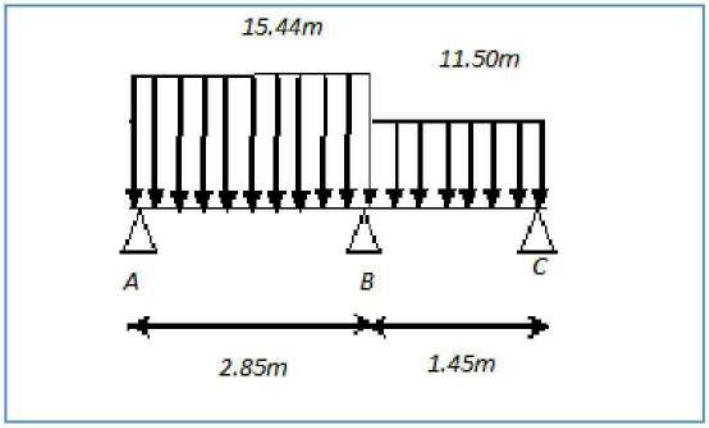


Figure 3-14 : Schéma statique à l'E.L.U

Tableau 3-21 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées(ELU)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	15.67	8.74	3.134	10.73	19.33	-24.66
B-C	3.02	-2.64	10.73	0.604	15.31	-1.34

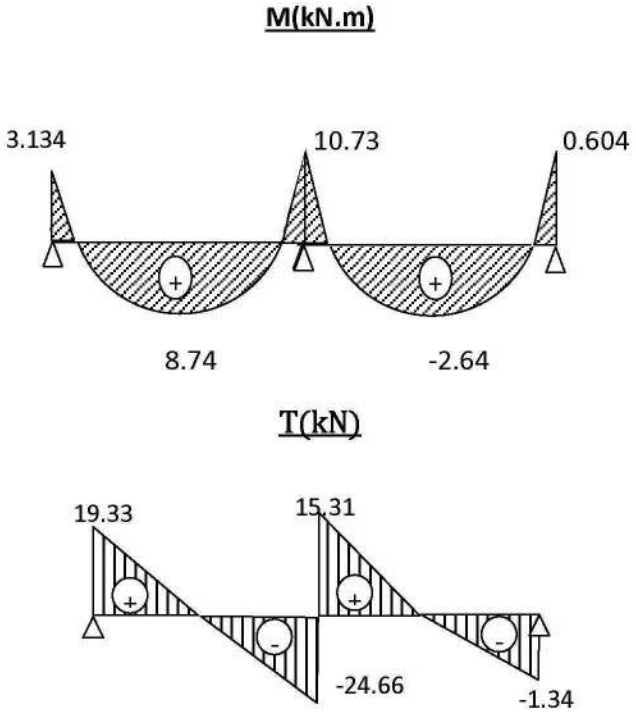


Figure 3-15: Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U

b- A l'E.L.S

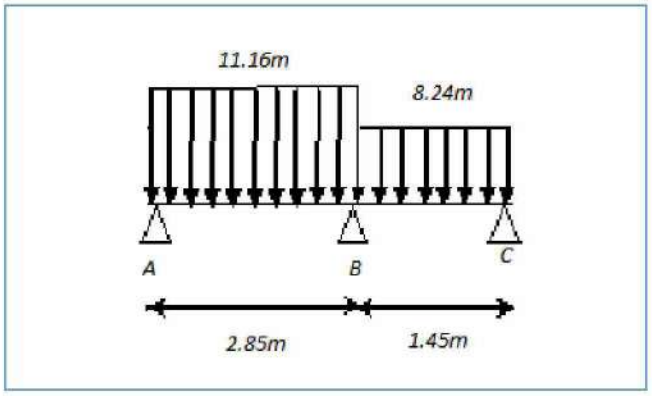


Figure 3-16: Schéma statique à l'E.L.S

Tableau 3-22 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées(ELS)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)
A-B	11.33	7.01	2.26	6.38
B-C	2.16	-1.24	6.38	0.432

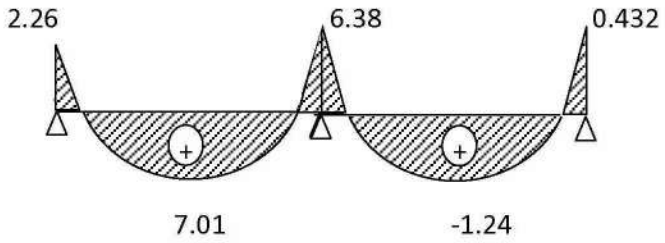


Figure 3-17 : Diagramme des sollicitations de l'escalier à ELS

III.4.5.Récapitulations

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

Tableau 3-23 : Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	10.73	8.74	19.33	6.38	7.01

III.4.6.Calcul du ferraillage

Tableau 3-24 : calcul des armatures

	M_u (kN.m)	μ	α	B	A (cm^2)	A'(cm^2)	Le choix
En travée	8.74	0.027	0.036	0.986	1.69	0	5HA10
Aux appuis	10.73	0.043	0.043	0.983	2.09	0	5HA10

a) Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 3.92\,cm^2 \geq A_{min} = 1.70\,cm^2$ **(CV)**

En appuis: $A = 3.92\,cm^2 \geq A_{min} = 1.70\,cm^2$ **(CV)**

b)Les armatures de répartition

Tableau 3-25 : Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98$	4 HA 8 = 2.01cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98$	4HA 8 = 2.01cm^2

a)Espacement St

Tableau 3-26 : Vérification de répartitions

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm
En appuis	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm

d) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{19.33\times10^3}{1000\times150} = 0.21\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.21\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \quad \textbf{(CV)}$$

III.4.7.Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau 3-27 : Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (Mpa)	y_1 (cm)	I_G (cm^4)	K (N/cm^3)	σ_{badm}(Mpa)	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$
En travée	7.01	2.7	3.65	9195.66	76	15	CV
Aux appuis	6.38	4.3	3.65	9195.66	69	15	CV

III.4.8.Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{17}{430} = 0.039 \geq \frac{8.74}{20 \times 15.67} = 0.027 \quad \textbf{(CV)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{392}{1000 \times 150} = 0.0026 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \textbf{(CV)}$$

III.5.Calcul de la poutre palière

La poutre palière est considérée encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux ,c'est unepoutre de section rectangulaire.

III.5.1.prédimensionnement

La longueur **: L=3.55m**

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

$0.6h \leq b \leq h$

$\Rightarrow$h=30cm ; b=25cm.

Donc la poutre palière aura pour dimension b*h = 30*25cm^2

III.5.2.Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003[Art 7.5.1]

b = 25 ≥ 20 cm **(CV)**

h = 30≥ 30 cm **(CV)**

$\frac{h}{b} = 1.2 < 4$ **(CV)**

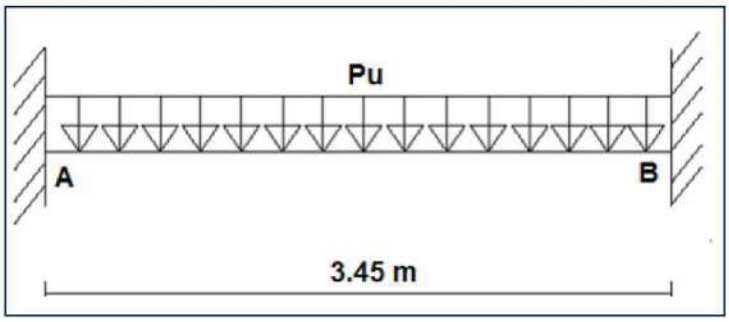


Figure 3.18.schéma statique de la poutre palière

III.5.3. Charges revenants à la poutre

R_U=19.33 KN, R_{ser}=14.45 KN

Poids propre de la poutre :

G_t= 0.30*0.25*25 =1.87 KN/ml

q_u=(1.35*1.87)+19.33=21.85KN/ml

q_{ser}=1.87+14.45=16.32 KN /ml

On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul ses réactions par la méthode de la RDM :

$R_a=R_b=\frac{ql}{2}$

$M_a=M_b=-ql^2/12$

$M_t=ql^2/24$

- **A L'ELU**

$R_a=R_b=38.78KN$

$M_{max}(appuis)=-22.94KN.m$

$M_{max}(travée)=11.47\ KN.m$

- **A L'ELS**

$R_a=R_b=28.96\ KN$

$M_a\,(max)=17.13KN.m$

$M_t(max)=8.56\ KN.m$

III.5.4.Ferraillage de la poutre et vérification a ELS

Tableau 3.28.Ferraillage et vérification de la poutre palière

	Aux appuis	En travée
M_u	22.94	11.47
μ	0.085	0.042
ß	0.955	0.979
$A(cm^2)$	2.51	1.22
$Achoisi(cm^2)$	3HA14=4.62	3HA12=4.62
M_{ser}	17.13	3.39
Y	9.73	8.73
I	29559.45	23459.59
k	0.07	0.048
σb	6.81	4.19
$\sigma b \leq \sigma b$	CV	CV

➢ **RPA99Version2003 Art [7.5.2.1]**

- **Appuis**

A_{min}=0.5% b.h

3.39+4.62=8.01cm^2>$\frac{0.5*30*25}{100}$=3.75 cm^2**(CV)**

A_{max}=4% b.h Zone courante

8.01<$\frac{4*30*25}{100}$=30cm^2**(CV)**

A_{MAX} = 6% Zone de recouvrement

- **Travée**

A_{min}= 5.25 < 8.01 cm^2**(CV)**

A_{max}= 42 **>8.01cm^2(CV)**

III.5.4.1.Vérification de l'effort tranchant

$\tau u=\frac{vu}{b*d}$=38.78*10^3/250*275=0.56Mpa

$\overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33$ Mpa

τu=0.56Mpa<$\overline{\tau_u}$=3.33Mpa**(CV)**

➢ **Vérification des armatures longitudinales**

A_l=4.62 cm^2≥ γ_s*v_u/f_e =1.15*38.78*10^3/400 =1.11cm^2**(CV)**

➢ **Vérification de compression dans la bielle de béton**

v_u≤ 0.4 (f_{c28}/1.5).b_0.a

a = Min[b-c-2 ,0.9d]

v_u=38.78KN ≤510KN **(CV)**

III.5.4.2. Armatures transversales

$\varphi_t \leq \left[\frac{h}{35}\right.$ =8.57mm ,φ_l=14mm ,$b_0/10$=30mm]=8.57mm

φ_t=8mm , $a_t=\pi.\varphi_t/4$=0.5024cm^2

$A_t=a_t.n_t(n_t=4)$

A_t=2.009 cm^2 A_t=4T8=2.01cm^2

On doitverifier:

$S_t \leq S_t$= Min [0.9d ,40cm]=27cm

$S_t=0.9A_t(f_e/\gamma_s)/b(\tau u-0.3f_{t28})$=

Donc on prend :$S_t=S'_t$=30cm

- **Section minimale des armatures transversales**

A_t=2.01cm$^2 \geq A_{min}$=0.4*300*250/235=1.27cm^2**(CV)**

- **Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 Art [7.5.2.2]**

$S_t \leq$ Min $\left[\frac{h}{4}\right.$,12φ_l]=7.5 En zone nodale

$S_t \leq \frac{h}{2}$=15 En zone courante

On adopte :

- Zone nodale S_t=7cm
- Zone courante S_t=15cm

$A_{t\,min}$=0.003.S_t.b= 0.003.15.25=1.125cm^2<2.01cm^2 **(CV)**

III.5.4.3.Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$\frac{h}{l} = 0.084 \geq \frac{1}{6}$ **(CV)**

$\frac{h}{l} \geq M_t / 10M_0 = 8.56/10.15{,}65 = 0.054$ **(CV)**

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$ **(CV)**

$\frac{2.01}{25.275} = 2.16.10^{-3} < 0.0105$ **(CV)**

CHAITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction

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

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

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

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \quad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

Il présente dans le plan horizontal (diaphragme) le point a travers lequel si on applique une force horizontale, ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Habituellement dans les structures dont les éléments résistants sont de forme rectangulaire et qui présentent des caractéristiques physiques, et dont les axes principaux locaux sont parallèles aux axe globaux, le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \text{ et } Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_{xi} , I_{yi}:moments d'inertie de la section transversale par rapport à « ox ;oy » respectivement.

X_i , Y_i :coordonnées du point « i » par rapport au repère choisi.

X_{tj} ,Y_{tj} :coordonnées de centre de gravité du niveau « j » par rapport au repère choisi.

Calcul des inerties

Les inerties ainsi que le produit d'inertie sont calculés par les formules suivantes :

Sections rectangulaires

$$I_{xx} = \frac{b.h^3}{12} \quad I_{yy} = \frac{h.b^3}{12} \quad I_{xy} = \frac{b^2h^2}{12}$$

$I_{XG} = I_{xx} + SY^2$ $\qquad$ $I_{YG} = I_{yy} + SX^2$ $\qquad$ $I_{XYG} = I_{XY} + SXY$

Tableau 4-1: Centre de masse et centre de torsion

	Centre de rigidité		Centre de masse	
Niveau	XR (m)	YR (m)	XG (m)	YG (m)
terrasse	15.27	6.55	15.35	6.72
6eme étage	15.27	6.55	15.37	6.80
5eme étage	15.27	6.56	15.37	6.80
4eme étage	15.27	6.56	15.37	6.80
3eme étage	15.27	6.56	15.37	6.81
2eme étage	15.27	6.56	15.37	6.81
1eme étage	15.27	6.56	15.36	6.74
RDC	15.27	6.50	15.27	6.18

IV.2.3. Excentricité

IV.2..3.1. Excentricité théorique (statique)

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau 4-2 : Calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
3.23	0.08	0.17
6.46	0.10	0.25
9.69	0.10	0.24
12.92	0.10	0.24
16.15	0.10	0.25
19.38	0.10	0.25
22.61	0.09	0.18
25.84	0.00	0.20

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
3.23	30.55	16.50	1.52	0.82
6.46	30.55	16.50	1.52	0.82
9.69	30.55	16.50	1.52	0.82
12.92	30.55	16.50	1.52	0.82
16.15	30.55	16.50	1.52	0.82
19.38	30.55	16.50	1.52	0.82
22.61	30.55	16.50	1.52	0.82
25.84	30.55	16.50	1.52	0.82

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle[RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

Tableau 4-4: Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\,Théo}$	$E_{x\,ACC}$	$E_{x\,Théo} \pm E_{x\,ACC}$	$E_{y\,Théo}$	$E_{y\,ACC}$	$E_{y\,Théo} \pm E_{y\,ACC}$
3.23	0.08	1.52	1.6	0.17	0.82	0.99
6.46	0.10	1.52	1.62	0.25	0.82	1.07
9.69	0.10	1.52	1.62	0.24	0.82	1.06
12.92	0.10	1.52	1.62	0.24	0.82	1.06
16.15	0.10	1.52	1.62	0.25	0.82	1.07
19.38	0.10	1.52	1.62	0.25	0.82	1.07
22.61	0.09	1.52	1.61	0.18	0.82	1
25.84	0.00	1.52	1.52	0.20	0.82	1.02

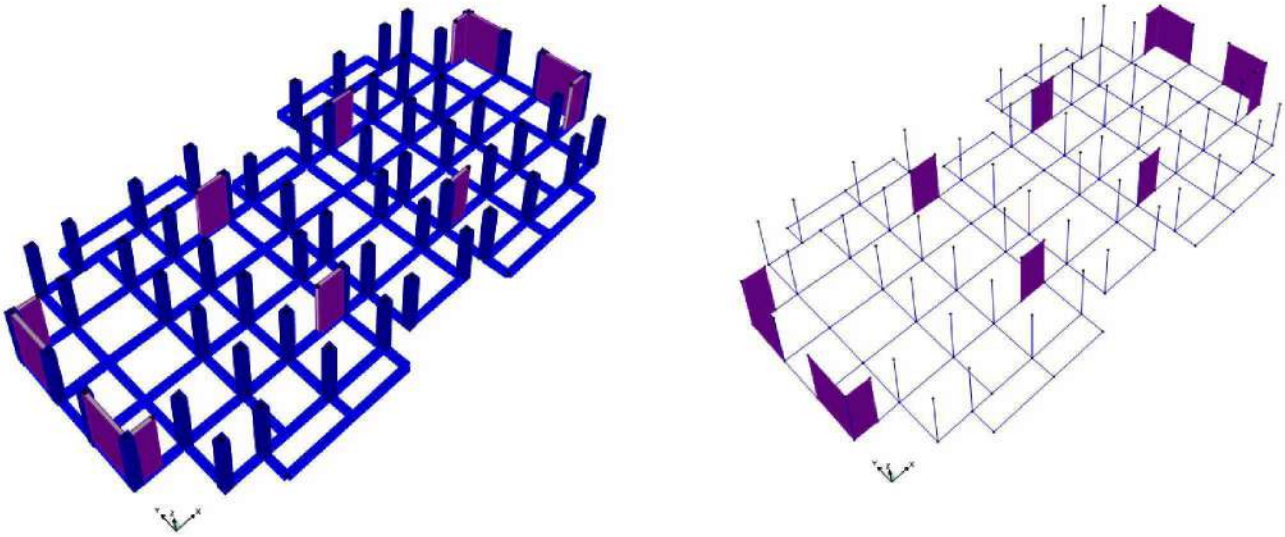


Figure 4.1 : Disposition des voiles

IV. 3.Choix de la méthode de calcul

IV. 3.1. Introduction

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement envigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse . « SAP2000 version 15 ».

IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale

- **Principe**

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

- **Spectre de réponse de calcul**

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

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

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

L'ouvrage est classé dans le « groupe 2 », ouvrage courant d'importance moyenne situé dans la « zone sismique IIb», wilaya de Médéa

Donc : A=0.2 [RPA : Tab.4.1]

- η **=Facteur de correction d'amortissement**

donné par la formule :

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

$\xi = 7\ \%$ [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

- **Q: Facteur de qualité**

$$Q=1+\sum_{}^{6}P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 4-5 : détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0	Oui	0

donc :Q=1 [RPA : Tab.4.4]

- **coefficient de comportement R [RPA : Tab.4.3]**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

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

Donc : R = 5.

- **périodes caractéristiques [RPA : Tab.4.7.]**

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

- **β** = coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

  β= 0,20 [RPA : Tab.4.5]

IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de la participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification des déplacements
- Vérification vis a vis de l'effet P-Δ
- Vérification des sollicitations normales.

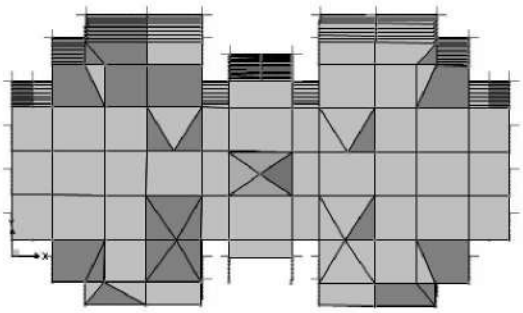
IV.3.3.1. Vérification de la participation massique

Tableau 4-6 :période et facteur de participation massique modèle

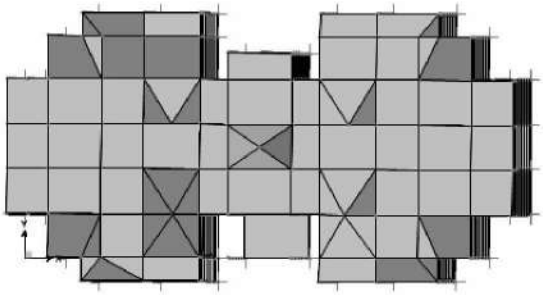
Modes	Périodes	Masse modal UX (%)	Masse modal UY (%)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)
1	0.66	0.03	72.36	0.03	72.36
2	0.59	76.83	0.03	76.85	72.39
3	0.53	0.10	0.01	76.96	72.40
4	0.20	12.16	0.13	89.12	72.53
5	0.19	0.10	15.64	89.21	88.16
6	0.14	0.00	0.00	89.21	88.17
7	0.11	4.71	0.00	93.92	88.17
8	0.10	0.00	0.01	93.92	88.18
9	0.09	0.00	5.38	93.92	93.55

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient departicipation massique n'atteint les 90% qu'après le 9eme mode.

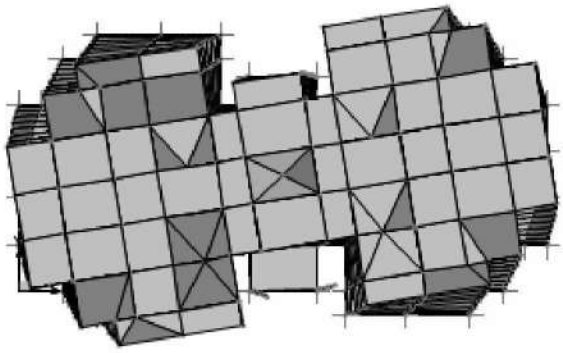
IV.3.3.2.Vérification de comportement



Mode 1 (translation suivant Y)



Mode 2 (translation suivant X)



Mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

Figure 4.2.Le comportement des trois premiers modes.

IV.3.3.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003Art4. 3.6].Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003AT.4.2.3]

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

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

Selon RPA99v2003, site meuble (S3), T2 = 0,5 s

1) T= CT.$hN^{\frac{3}{4}}$[RPA99 version 2003 Art 4.6]

CT=0.05 ⟹TX= TY=0.57

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

TX=0.42 s

TY=0.57s

$T_2\le T\le 3.0\ s\Longrightarrow$ D= $2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}}$ ⟹D_X=Dy=2.02 s

W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \quad avec\ W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = 0.3 [RPA99 version 2003. tableau 4.5]

W= 58498.932kN (Résultat SAP2000)

- **Vérification du choix du coefficient de comportement**

Les valeurs du coefficient de comportement « R » sont données par la réglementation en fonction du type de la structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments.

Il faut, par ailleurs déterminer le pourcentage des sollicitations verticales ethorizontales reprisent par les portiques et les voiles individuellement pour pouvoir définir le système de contreventement adopté et choisir le coefficient de comportement « R », suivant l'article [3.4.A et tableau 4.3 du RPA99 version 2003].

Suivant X

Tableau 4-7 : pourcentage des charges verticales et horizontales suivant x

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
terrasse	100	88.993	11.007	100	74.732	25.268
6eme étage	100	92.243	7.757	100	70.345	29.655
5eme étage	100	89.598	10.402	100	54.060	45.940
4eme étage	100	90.669	9.331	100	68.582	31.418
3eme étage	100	90.718	9.282	100	63.093	36.907
2eme étage	100	91.010	8.990	100	60.485	39.515
1eme étage	100	92.040	7.960	100	66.820	33.180
RDC	100	92.187	7.813	100	44.806	55.194

Suivant Y

Tableau 4-8 : pourcentage des charges verticales et horizontales suivant Y

	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
terrasse	100	87.818	12.182	100	69.078	30.922
6eme étage	100	87.243	12.757	100	65.670	34.330
5eme étage	100	85.454	14.546	100	52.377	47.623
4eme étage	100	86.541	13.459	100	62.857	37.143
3eme étage	100	86.484	13.516	100	53.708	46.292
2eme étage	100	86.610	13.390	100	46.104	53.896
1eme étage	100	87.969	12.031	100	44.101	55.899
RDC	100	88.434	11.566	100	31.719	68.281

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et que les portiques reprennent outre les sollicitations dues aux charges verticales, mais aussi plus de 25% de l'effort tranchant d'étage, donc le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interactions portiques- voiles qui a une valeur de coefficient de comportement « R=5 ».

Tableau 4-9 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$(kN)	V_x(kN)	V_y(kN)
0.20	2.05	2.05	5	1.15	1.15	58498.932	5435.72	5435.72

Tableau 4-10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	5435.72	4855.45	4348.57	OUI
Y	5435.72	4355.27	4348.57	OUI

IV.3.3.4.Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \; M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$Mtx = YG.WiMty = XG.Wi$$

Avec :

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

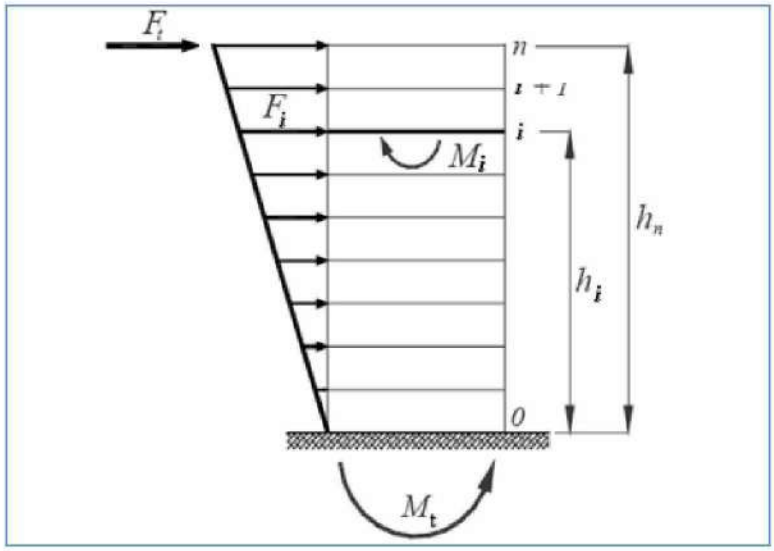


Figure 4-3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.3.3.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$ 0

On a :

- TX = 0,42 s → Ft = 0
- TY = 0,57 s → Ft = 0

  Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .V_X = \alpha_x .V_X \quad F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y .V_Y$$

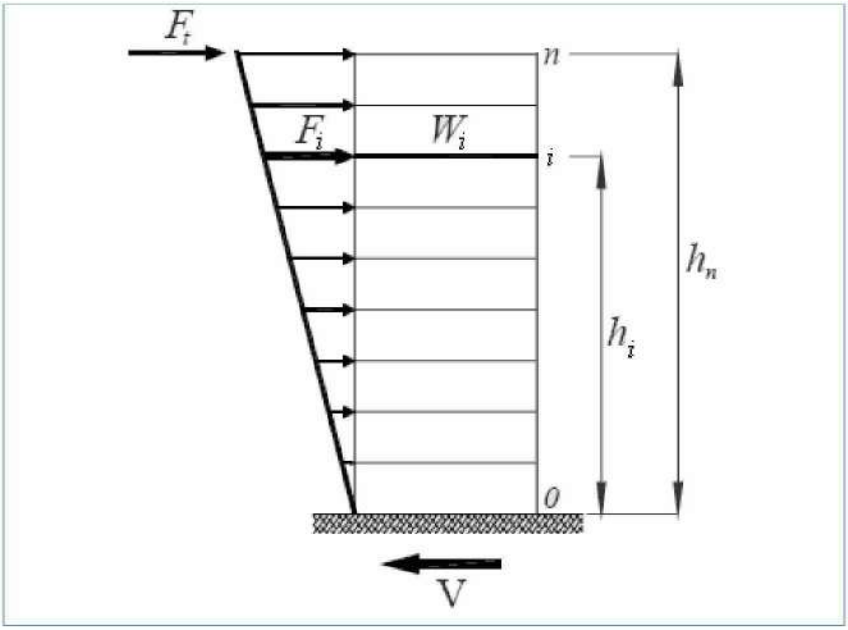


Figure 4-4 : Distribution des forces sismiques

Tableau 4-11 : Forces sismiques selon la hauteur

Niveau (m)	wi	wi*hi	αx=αy	vx-Ftx	Fix	vy-Fty	Fiy
3.23	6346.36	20498.74	0.03	4855.45	143.48	4355.27	128.70
6.46	7048.91	45535.96	0.07	4855.45	318.73	4355.27	285.90
9.69	6946.23	67308.97	0.10	4855.45	471.14	4355.27	422.61
12.92	6946.23	89745.29	0.13	4855.45	628.19	4355.27	563.48
16.15	6855.62	110718.26	0.16	4855.45	774.99	4355.27	695.16
19.38	6765.02	131106.09	0.19	4855.45	917.70	4355.27	823.17
22.61	5936.84	134231.95	0.19	4855.45	939.58	4355.27	842.79
25.84	3657.76	94516.52	0.14	4855.45	661.59	4355.27	593.43
somme		693661.78					

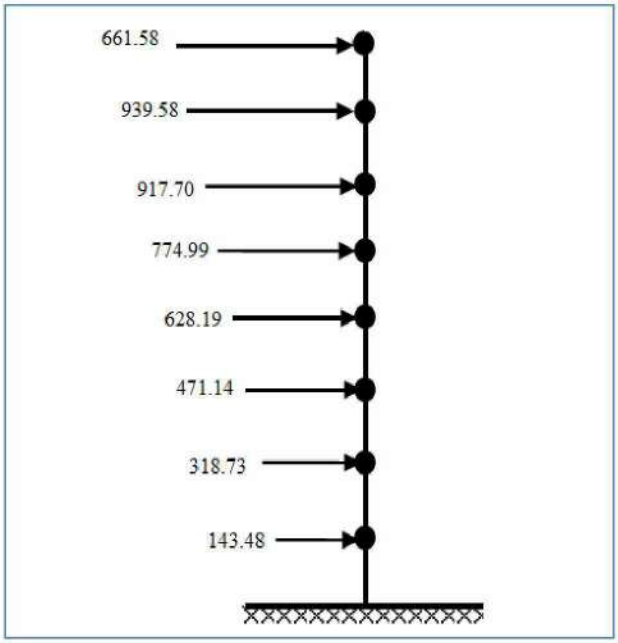


Figure 4.5. : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

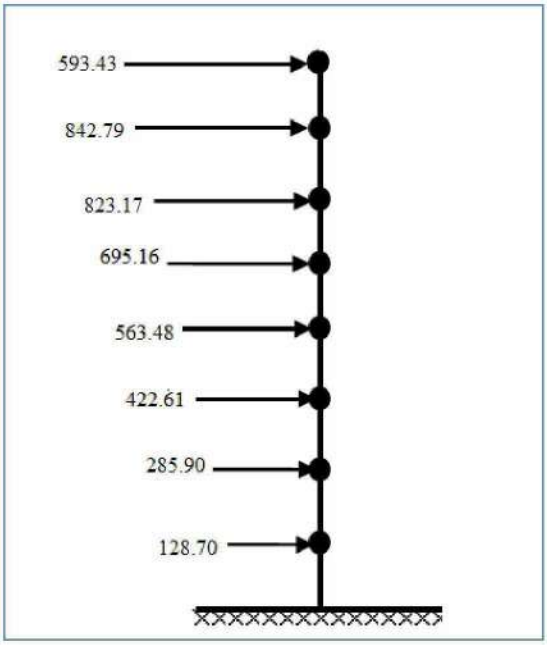


Figure 4.6. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.3.3.4.2. Moment stabilisant

Tableau 4-12: calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)	Wi*XG	Wi*YG
3.23	6346.36	15.35	6.72	97416.63	42647.54
6.46	7048.91	15.37	6.8	108341.75	47932.59
9.69	6946.23	15.37	6.8	106763.56	47234.36
12.92	6946.23	15.37	6.8	106763.56	47234.36
16.15	6855.62	15.37	6.81	105370.88	46686.77
19.38	6765.02	15.37	6.81	103978.36	46069.79
22.61	5936.84	15.36	6.74	91189.86	40014.30
25.84	3657.76	15.27	6.18	55854.00	22604.96
			SOMME	775678.58	340424.67

IV.3.3.4.3.Moment de renversement

Tableau 4-13 : calcul du moment de renversement

hi	Fix	Fiy	Mrx	Mry
3.23	143.48	128.70	463.45	831.43
6.46	318.73	285.90	2059.05	2770.41
9.69	471.14	422.61	4565.39	5460.12
12.92	628.19	563.48	8116.26	9100.21
16.15	774.99	695.16	12516.23	13472.25
19.38	917.70	823.17	17785.18	18611.90
22.61	939.58	842.79	21244.09	21777.88
25.84	661.59	593.43	17095.50	15334.42
		ΣMr	83845.20	87358.66

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-14: Vérification de stabilisation

M_{sx} (kN.m)	M_{sy} (kN.m)	Mr x (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	M_{sx}/M_{rx}	M_{sy}/M_{ry}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
775678.58	340424.67	83845.20	87358.66	9.25	3.89	OUI

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

IV.3.3.4.4.Vérification des déplacements

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

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

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

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

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

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau 4-15 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	vérification
0	0.00	0.00	0.00	3.23	ok
3.23	0.11	0.55	0.55	3.23	ok
6.46	0.30	1.52	0.98	3.23	ok
9.69	0.53	2.65	1.13	3.23	ok
12.92	0.75	3.75	1.10	3.23	ok
16.15	0.95	4.75	1.00	3.23	ok
19.38	1.13	5.65	0.90	3.23	ok
22.61	1.27	6.35	0.70	3.23	ok
25.84	1.38	6.88	0.53	3.23	ok

Tableau 4-16 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	vérification
0	0.00	0.00	0.00	3.23	ok
3.23	0.01	0.05	0.05	3.23	ok
6.46	0.01	0.03	0.02	3.23	ok
9.69	0.01	0.05	0.02	3.23	ok
12.92	0.01	0.07	0.02	3.23	ok
16.15	0.02	0.09	0.02	3.23	ok
19.38	0.02	0.11	0.02	3.23	ok
22.61	0.02	0.12	0.01	3.23	ok
25.84	0.03	0.13	0.01	3.23	ok

IV.3.3.4.4.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

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

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

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

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

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

Tableau 4-17: Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau (m)	wi(KN)	Fix(KN)	$Vkx(KN)$	$\Delta kx\ (cm)$	hi	θ	θ ≤ 0.10
3.23	6346.36	143.49	143.49	0.55	3.23	0.0700	oui
6.46	7048.91	318.74	462.23	0.98	3.23	0.0200	oui
9.69	6946.23	471.15	933.37	1.13	3.23	0.0800	oui
12.92	6946.23	628.19	1561.56	1.10	3.23	0.0030	oui
16.15	6855.62	775.00	2336.56	1.00	3.23	0.0010	oui
19.38	6765.02	917.71	3254.27	0.90	3.23	0.0009	oui
22.61	5936.84	939.59	4193.86	0.70	3.23	0.0004	oui
25.84	3657.76	661.59	4855.45	0.53	3.23	0.0001	oui

Tableau 4-18 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau (m)	wi	Fiy	$Vkx(KN)$	$\Delta kx\ (cm)$	hi	θ	θ ≤ 0.10
3.23	6346.36	128.70	128.70	0.05	3.23	0.007000	oui
6.46	7048.91	285.90	414.60	0.02	3.23	0.000500	oui
9.69	6946.23	422.61	837.21	0.02	3.23	0.000100	oui
12.92	6946.23	563.48	1400.69	0.02	3.23	0.000070	oui
16.15	6855.62	695.16	2095.85	0.02	3.23	0.000040	oui
19.38	6765.02	823.17	2919.02	0.02	3.23	0.000020	oui
22.61	5936.84	842.79	3761.81	0.01	3.23	0.0000069	oui
25.84	3657.76	593.43	4355.24	0.01	3.23	0.0000032	oui

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

IV.3.3.4.5. Vérification des sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 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 :

$$\upsilon = Nd/Bc \times fc28 \leq 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Tableau 4-19 : Vérification des sollicitations normales

	N_d(Kn)	Poteaux	B_c(mm²)	F_{c28}(Mpa)	υ	υ≤0.3
terrasse	76.054	35	122500	25	0.024	CV
6eme étage	165.81	35	122500	25	0.054	CV
5eme étage	273.054	35	122500	25	0.089	CV
4eme étage	368.971	40	160000	25	0.092	CV
3eme étage	480.892	40	160000	25	0.120	CV
2eme étage	603	40	160000	25	0.150	CV
1eme étage	932.391	45	202500	25	0.184	CV
RDC	1295.417	45	202500	25	0.255	CV

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

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

V.2.les combinaison des charges

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q et G+Q+E
  - E.L.S G + Q
- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

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

V.3. Ferraillage des poutres

V.3.1 Introduction

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

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

Tableau 5-1 : Les données de calcule

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σs=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	σs=400 MPa

V.3.2. Recommandations du R.P.A99

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

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIb.

V.3.2.2.Les armatures transversales [RPA] Art [7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
  - St ≤ h/2 en Zone courante.
  - St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

V.3.3.Ferraillages des poutres à ELU

- **calcul des armatures longitudinal**

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A'(cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$(cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	26.78	1.35G+1.5Q	0	1.80	**3HA14=4.62**
		Appui	-48.50	$G+Q+E_X$	0	3.40	**3HA14=4.62**
	Etages	Travée	25.70	1.35G+1.5Q	0	1.80	**3HA14=4.62**
		Appui	-49.27	$G+Q+E_X$	0	3.40	**3HA14=4.62**
Rive	Terrasse	Travée	31.89	1.35G+1.5Q	0	2.20	**3HA14=4.62**
		Appui	-67.68	$G+Q+E_X$	0	4.80	**3HA14+2HA12 =6.88**
	Etages	Travée	32.05	1.35G+1.5Q	0	2.20	**3HA14=4.62**
		Appui	-15.12	$G+Q+E_X$	0	1.40	**3HA14=4.62**
Poutre courte	Terrasse	Appui	-76.28	$G+Q+E_X$	0	5.40	**3HA14+3HA12 =8.01**
	Etages	Appui	-104.34	$G+Q+E_X$	0	7.60	**3HA14+3HA12 =8.01**

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A'(cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$(cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.62	$G+Q+E_X$	0	1.00	**3HA12=3.39**
		Appui	-15.67	$G+Q+E_X$	0	1.70	**3HA12=3.39**
	Etages	Travée	20.02	$G+Q+E_X$	0	3.20	**3HA12=3.39**
		Appui	-29.74	$G+Q+E_X$	0	3.30	**3HA12=3.39**
Rive	Terrasse	Travée	18.22	$G+Q+E_X$	0	2.00	**3HA12=3.39**
		Appui	-25.48	$G+Q+E_X$	0	2.80	**3HA12=3.39**
	Etages	Travée	11.04	$G+Q+E_X$	0	1.20	**3HA12=3.39**
		Appui	-28.41	$G+Q+E_X$	0	3.10	**3HA12=3.39**

V.3.4.Vérification des contraintes a l'état limite de service par CBA93

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

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

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa .et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

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

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser}(KN.m)	$A_{calcule}$ (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	20.00	4.62	1.8	22.30	CV
		Appui	-21.57	4.62	3.10	121.70	CV
	Etages	Travée	19.06	4.62	1.80	21.30	CV
		Appui	-25.11	4.62	3.70	141.60	CV
Rive	Terrasse	Travée	22.00	4.62	3.20	124.10	CV
		Appui	-30.11	6.88	4.40	169.80	CV
	Etages	Travée	23.51	4.62	3.40	132.60	CV
		Appui	-30.76	4.62	4.50	172.40	CV
Poutre courte	Terrasse	Appui	-47.35	8.01	5.70	157.50	CV
	Etages	Appui	-62.60	8.01	7.50	194.60	CV

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser}(KN.m)	$A_{calcule}$ (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	2.68	3.39	0.70	7.30	CV
		Appui	-4.89	3.39	1.20	13.40	CV
	Etages	Travée	6.85	3.39	1.70	18.70	CV
		Appui	-8.33	3.39	1.70	19.40	CV
Rive	Terrasse	Travée	1.55	3.39	0.40	4.30	CV
		Appui	-3.21	3.39	0.80	8.80	CV
	Etages	Travée	5.18	3.39	1.30	14.20	CV
		Appui	-8.74	3.39	1.90	21.20	CV

V.3.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau 5-6 : vérification des poutres principales selon les condition RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{adopter}(cm^2)$	A_{min} CBA	A_{min} RPA (cm^2)	A_{maxT} RPA (cm^2)	A_{maxA}RPA(cm^2)	correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	1.35	6.75	54	81	3HA14+2HA12
		appui	4.62	1.35	6.75	54	81	3HA14+2HA12
	Etages	Travée	4.62	1.35	6.75	54	81	3HA14+2HA12
		appui	4.62	1.35	6.75	54	81	3HA14+2HA12
Rive	Terrasse	Travée	4.62	1.35	6.75	54	81	3HA14+2HA12
		appui	6.88	1.35	6.75	54	81	3HA14+2HA12
	Etages	Travée	4.62	1.35	6.75	54	81	3HA14+2HA12
		appui	4.62	1.35	6.75	54	81	3HA14+2HA12
Poutre courte	Terrasse	Travée	8.01	1.35	6.75	54	81	3HA14+3HA12
	Etages	appui	8.01	1.35	6.75	54	81	3HA14+3HA12

Tableau 5-7 : vérification des poutres secondaires selon les condition RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{adopter}(cm^2)$	A_{min} CBA	A_{min} RPA	A_{maxT} RPA (cm^2)	A_{maxA}RPA(cm^2)	correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	0.75	3.75	30	45	4HA12
		appui	3.39	0.75	3.75	30	45	4HA12
	Etages	Travée	3.39	0.75	3.75	30	45	4HA12
		appui	3.39	0.75	3.75	30	45	4HA12
Rive	Terrasse	Travée	3.39	0.75	3.75	30	45	4HA12
		appui	3.39	0.75	3.75	30	45	4HA12
	Etages	Travée	3.39	0.75	3.75	30	45	4HA12
		appui	3.39	0.75	3.75	30	45	4HA12

V.3.5.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- T_u: effort tranchant

Tableau 5-8 : Calcule de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau 5-9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	niveau	Vu(KN)	combinaison	τu(Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	57.86	G+Q+EX	0.42	4.34	CV
	Etages	58.25	1.35G+1.5Q	0.43	3.33	CV
Rive	Terrasse	51.78	1.35G+1.5Q	0.38	2.5	CV
	Etages	62.56	1.35G+1.5Q	0.46	2.5	CV
Poutre courte	Terrasse	83.58	1.35G+1.5Q	0.06	2.5	CV
	Etages	114.19	1.35G+1.5Q	0.08	2.5	CV

Tableau 5-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	niveau	Vu(KN)	combinaison	τu(Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	57.86	G+Q+EX	0.50	4.34	CV
	Etages	58.25	1.35G+1.5Q	0.80	4.34	CV
Rive	Terrasse	51.78	1.35G+1.5Q	0.54	3.26	CV
	Etages	62.56	1.35G+1.5Q	0.58	2.50	CV

V.3.6.Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .

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

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & : \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-11 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u(Mpa)	S_t(cm)	A_t(cm^2)	S (ZN)(cm)	S'(ZC) (cm)	At(cm^2)	S (ZN)(cm)	S'(ZC)(cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x45	0.46	38.25	2.01	11.25	20	1.8	5	15	**4Φ8**
25*30	0.80	24.75	2.01	7.5	15	1.15	5	15	**4Φ8**

V.3.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau 5-12 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.084	0.062	CV	0.084	0.08	CV	0. 005	0.0105	CV
PS	0.125	0.062	CV	0.125	0.08	CV	0.006	0.0105	CV

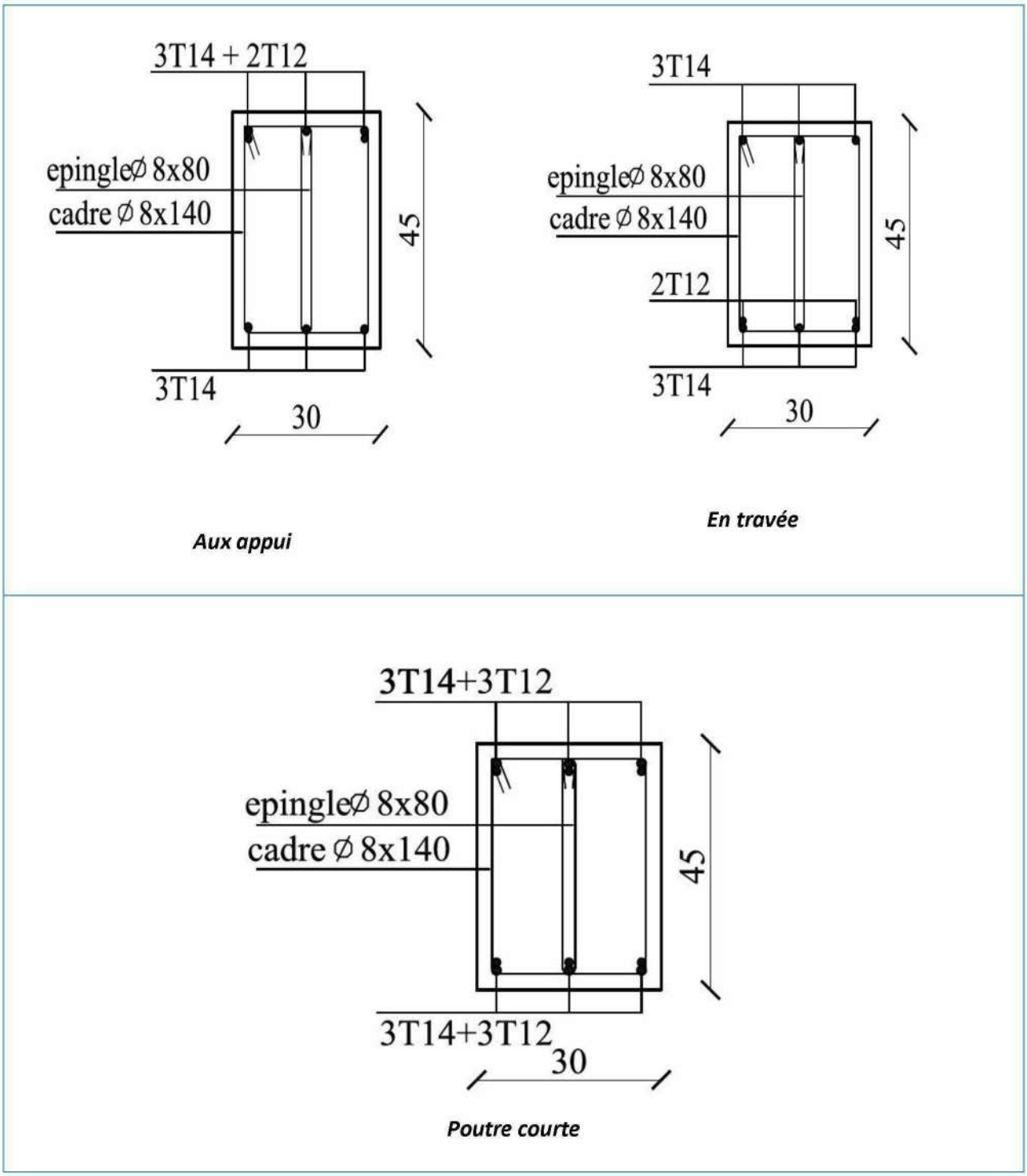


Figure 5.1.Ferraillage des poutres principales(terrasse+étage).

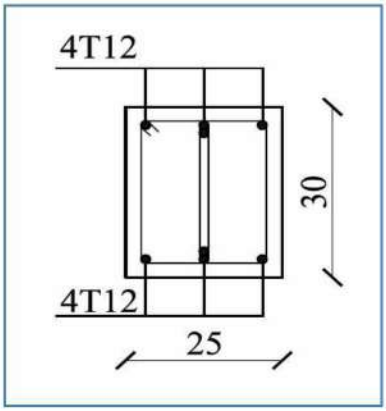


Figure 5.2.Ferraillage despoutressecondaire (terrasse+étage).

V.4. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.4.1. Détermination des armatures longitudinales

V.4.1.1. Recommandations des règlements

- **Selon le CBA :**

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**
  - La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

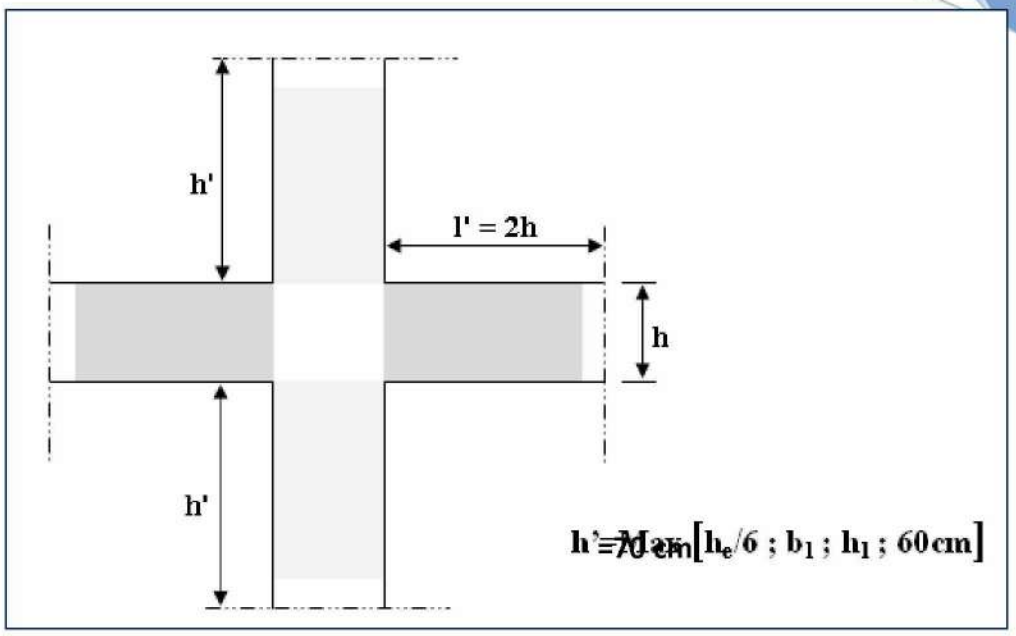


Figure 5-3 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIb par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

V.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage

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

- **1er cas : Influence du moment**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouver avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

- **2eme cas : Influence de l'effort normal**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

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

- **3eme cas : Effort normal minimum**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.
Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.4.1.3. Etat limite de stabilité de forme

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- ✓ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

V.4.1.4. Détermination des armatures a l'ELU de résistance

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau 5-13 : Calcul le ferraillage des poteaux à l'ELU

étage	sec	N kN	M_x kN.m	M_y kN.m	combinaison	A_X	A_Y	$A_{choisis}$ cm²
RDC	45*45	194.49	1.34	50.12	$0.8G+E_X$	3.6	3.6	8HA14+4HA12 =16.84
		938.25	60.23	2.11	$G+Q+E_Y$	3.6	3.6	
		1293.3	0.14	1.52	1.35G+1.5Q	3.6	3.6	
1er	45*45	179.51	3.79	71.29	$0.8G+E_X$	3.6	3.6	
		828.46	103.85	7.93	$G+Q+E_X$	3.6	3.6	
		1170.7	-0.33	5.72	1.35G+1.5Q	3.6	3.6	
2eme	40*40	148.86	47.40	5.89	1.35G+1.5Q	3.2	3.2	6HA14+4HA12 =13.76
		701.12	76.59	6.32	$G+Q+E_X$	3.2	3.2	
		971.85	-0.41	4.56	$0.8G+E_Y$	3.2	3.2	
3eme	40*40	781.85	-0.71	5.76	1.35G+1.5Q	3.2	3.2	
		578.90	80.70	7.98	$G+Q+E_X$	3.2	3.2	
		123.78	54.39	7.61	$0.8G+E_Y$	3.2	3.2	
4eme	40*40	459.52	76.37	9.06	$G+Q+E_Y$	3.2	3.2	
		98.15	54.95	8.70	$0.8G+E_Y$	3.2	3.2	
		595.4	-0.89	6.55	1.35G+1.5Q	3.2	3.2	
5eme	35*35	69.40	3.77	29.42	$0.8G+E_X$	2.6	2.6	4HA14+4HA12 =10.68
		341.90	45.97	6.46	$G+Q+E_Y$	2.6	2.6	
		410.79	-0.66	4.68	1.35G+1.5Q	2.6	2.6	
6eme	35*35	37.80	3.40	25.35	$0.8G+E_X$	2.6	2.6	
		229.79	42.29	7.45	$G+Q+E_X$	2.6	2.6	
		265.20	42.29	7.45	1.35G+1.5Q	2.6	2.6	
7eme	35*35	3.09	2.67	20.48	$0.8G+E_X$	2.6	2.6	
		124.66	36.13	8.37	$G+Q+E_X$	2.6	2.6	
		132.55	-0.70	6.09	1.35G+1.5Q	2.6	2.6	

Tableau 5-14 : vérification des poteaux selon les condition CBA et RPA

sec	$A_{choisis}(cm^2)$	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Correction (cm^2)
45*45	16.84	2.02	18.22	4HA16+8HA14=20.36
40*40	13.76	1.6	14.40	8HA16=16.08
35*35	10.68	1.22	11.02	8HA14=12.32

V.4.1.5.Vérification des contraintes a l'etat limite de service par CBA93

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

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

  et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-15 : vérification des armatures à ELS des poteaux

étage	sec	N kN	M_x kN.m	M_y kN.m	A (cm^2)	σ_{bx} (MPa)	σ'sx (MPa)	σsx(MPa)	σ_{by} (MPa)	σ'sy (MPa)	σsy (MPa)	Vérification
RDC	45*45	559.02	1.22	-1.14	20.36	1.7	43.5	0.00	1.7	43.6	0.00	CV
		812.97	0.13	2.63		2.3	64.2	0.00	2.5	62.8	0.00	
		947.36	1.48	-1.61		2.8	73.9	0.00	2.8	74	0.00	
1er	45*45	507.14	3.63	-3.07	20.36	1.7	38.1	0.00	1.6	38.4	0.00	CV
		694.35	-0.56	10.02		2	54.6	0.00	2.5	49.3	0.00	
		857.48	3.64	-4.07		2.7	65.8	0.00	2.7	65.5	0.00	
2eme	40*40	423.36	3.03	-2.74	16.08	1.8	39.8	0.00	1.8	40	0.00	CV
		571.84	-0.96	9.12		2.2	56.2	0.00	2.8	49.8	0.00	
		711.71	2.51	-2.5		2.8	68.9	0.00	2.8	69	0.00	
3eme	40*40	572.43	-3.91	-2.64	16.08	2.4	54	0.00	2.3	55	0.00	CV
		428.27	-1.38	7.05		1.7	41.6	0.00	2.1	37.1	0.00	
		342.82	3.78	-3.70		1.5	31.2	0.00	1.5	31.2	0.00	
4eme	40*40	331.45	1.70	8.93	16.08	1.3	31.7	0.00	1.3	25.9	0.00	CV
		259.95	54.12	-4.63		1.3	22.6	0.00	1.3	22.4	0.00	
		435.82	4.50	-2.62		1.9	39.9	0.00	1.9	41.2	0.00	
5eme	35*35	178.32	3.00	-3.62	12.32	1	15.2	0.00	1.0	14.6	0.00	CV
		204.59	-0.62	15.31		0.9	19.9	0.00	2.1	7.1	0.00	
		300.57	3.48	-1.95		1.5	27	0.00	1.4	28.3	0.00	
6eme	35*35	100.90	3.42	-4.67	12.32	0.7	7.1	0.00	0.8	6.00	0.00	CV
		115.09	-0.80	17.91		0.5	10.8	0.00	1.9	4.1	0.00	
		194.06	-1.35	8.48		0.9	18.2	0.00	1.5	12	0.00	
7eme	35*35	23.28	3.13	-5.62	12.32	0.3	5.6	0.00	0.6	2.6	0.00	CV
		30.85	-2.37	19.31		0.3	1	0.00	1.7	13.8	0.00	
		97.91	-1.41	9.23		0.5	8.5	0.00	1.2	1.7	0.00	

V.4.2.Détermination des armatures transversales

V.4.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.4.2.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situationdurable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situationaccidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situationdurable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situationaccidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003** [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

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

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté "a" l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

Tableau 5-16 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u(MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA(MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
45*45	G+Q-Ex	68.08	0.35	17.38	0.075	1.875	3.26	CV
40x40	G+Q+Ex	54.93	0.36	19.55	0.075	1.875	3.26	CV
35*35	G+Q+Ex	32.53	0.28	22.35	0.075	1.875	3.26	CV

V.4.2.3.Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \mathrm{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

ρ =2.5 si $\lambda_g \geq 5$.

ρ=3.75 dans les cas contraires.

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone IIb.
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min (b/2 , h/2 , $10\phi_l$) en zone IIb.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$.

0.8% si $\lambda_g \leq 3$.

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (fe =235MPa)

Tableau 5-17 : les armatures transversales et leurs espacements

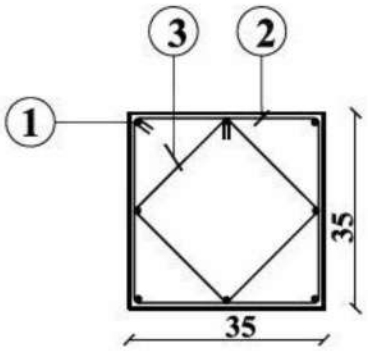
Section	V_u (kN)	A_t(m m^2)	λ_g	ρ	St $_{cal}$(cm)	Zone	StRPA	S_t CBA	$S_{t\ finale}$	choix
45-*45	68.08	314	5.02	2.5	19.50	courante	14	38.25	15	4Φ10
						nodale	10	38.25	10	4Φ10
40x40	54.93	314	5.65	2.5	21.40	courante	16	33.75	15	4Φ10
						nodale	10	33.75	10	4Φ10
35*35	32.53	314	6.46	2.5	31.75	courante	14	29.25	15	4Φ10
						nodale	10	29.25	10	4Φ10

V.4.2.4.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [2]

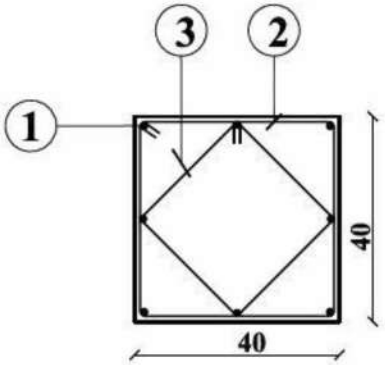
Tableau 5-18: Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
45*45	courante	0.46	CV
	nodale	0.69	CV
40x40	courante	0.52	CV
	nodale	0.78	CV
35*35	courante	0.59	CV
	nodale	O.89	CV

Pos.	Armature	Forme
1	8T14 L=4.00	4.00
2	24 Ø8 l=1.35	30 / 30
3	24 Ø8 l=1.10	25 / 25



Pos.	Armature	Forme
1	8T16 L=4.00	4.00
2	24 Ø8 l=1.55	35 / 35
3	24 Ø8 l=1.20	25 / 25



Pos.	Armature	Forme
1	4T16+8T14 L=4.00	4.00
2	24 Ø8 l=1.75	40 / 40
3	24 Ø8 l=130	30 / 30

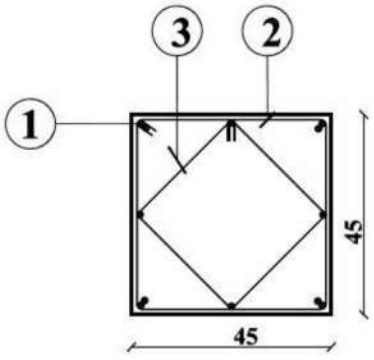


Figure 5.4.Ferraillage des poteaux.

V.5.Ferraillage des voiles

Les voiles sont soumis à leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils sontcalculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux chargesverticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant desefforts tranchants et des moments fléchissant.

V.5.1.Recommandations réglementaires

V.5.1.a. Armatures verticales

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

❖ **Selon le CBA**

- $0{,}1\% \leq \frac{2.A_v}{a.b} \leq 0{,}5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99(V2003)**

A_{ver}= 0.2%Bt dans la section tendue du voile.

Aver= 0.15%Bt dans la section globale du voile.

Aver= 0.1%Bt dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- *a:* épaisseur du voile.
- φver : diamètre vertical.

V.5.1.b. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairementaux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}, \frac{a}{10}, \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min\left[0.9d\ ;\ 40cm\right]$

$S_h \leq A_h * f_{eh}/0.4*a$

$S_h \leq A_h * 0.9 * f_{eh}/\gamma_s * a * \tau_b$

$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$ Fissuration peu nuisible

$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ Fissuration Préjudiciable

- τ_b: contrainte de cisaillement.
- τ_b: contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- $d = 0.9\ h$: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10} * a$

$Sh \leq \frac{A*H}{0.003}$

$Sh \leq \min[1.5a\ ;\ 30cm]$

V.5.1.c. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculairesaux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, ilfaut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.5.1.d. Recommandations pour les voiles (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou dutrumeau.

Espacement des armatures verticales.

$S_h \leq$ Min [1.5a ; 30cm]

- Sv En zone courante
- Sv/2 Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

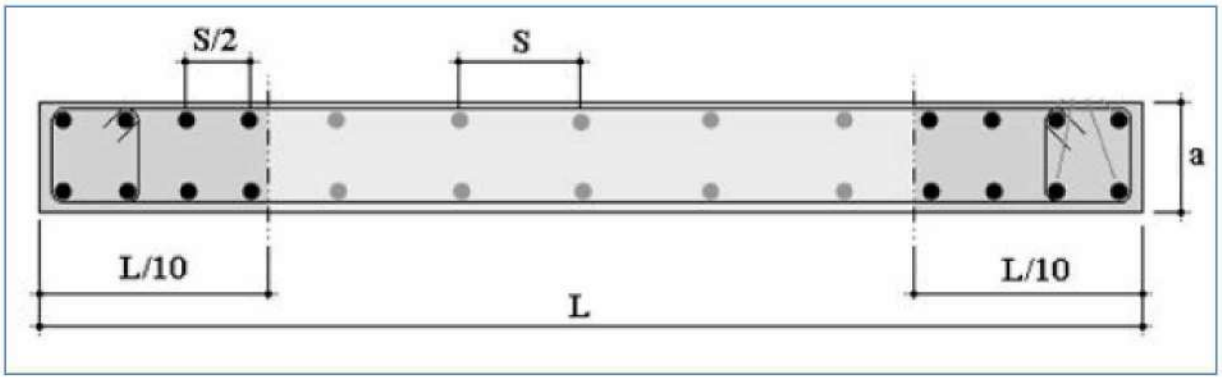


Figure 5-5 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.5.2.Calcul des armatures

V.5.2.1.Armatures verticales

V.5.2.1.a. Détermination des armatures verticales a l'ELU

Tableau 5.20.Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=1.70 m

Etage	Voile	L (m)	S (m2)	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A1	A2	Amin CBA	Amin RPA	Achoisis
RDC 1er ,2eme,	A_1	1.70	0.25	1318.14	-9.54	1,35G+1,5Q	7.4	7.4	2.55	3.82	2(12HA10)= 9.42
				1696.85	1022.19	G+Q+EX	7.4	7.4			
				1398.99	1024.01	0,8G+Ey	7.4	7.4			
3eme 4eme, 5eme	A_2	1.70	0.25	952.47	-28.24	1,35G+1,5Q	7.4	7.4	2.55	3.82	2(12HA10)= 9.42
				852.60	383.59	G+Q+EX	7.4	7.4			
				637.70	389.44	0,8G+Ey	7.4	7.4			
6eme ,7eme	A_3	1.70	0.25	383.15	-34.06	1,35G+1,5Q	7.4	7.4	2.55	3.82	2(12HA10)= 9.42
				325.99	113.71	G+Q+EX	7.4	7.4			
				242.13	120.23	0,8G+Ey	7.4	7.4			

Tableau 5.21.Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=1.25 m

Etage	Voile	L (m)	S (m2)	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A1	A2	Amin CBA	Amin RPA	Achoisis
RDC 1^{er} ,2^{eme},	B_1	1.25	0.18	835.84	4.06	1,35G+1,5Q	5.6	5.6	1.87	2.81	2(8HA10)= 6.28
				920.02	585.34	G+Q+EX	5.6	5.6			
				759.05	584.72	0,8G+Ey	5.6	5.6			
3^{eme} 4^{eme}, 5^{eme}	B_2	1.25	0.18	555.88	-69.74	1,35G+1,5Q	5.6	5.6	1.87	2.81	2(8HA10)= 6.28
				536.78	112.08	G+Q+EX	5.6	5.6			
				429.12	128.03	0,8G+Ey	5.6	5.6			
6^{eme} ,7^{eme}	B_3	1.25	0.18	179.01	-84.04	1,35G+1,5Q	5.6	5.6	1.87	2.81	2(8HA10)= 6.28
				252.15	-17.72	G+Q+EX	5.6	5.6			
				217.01	1.27	0,8G+Ey	5.6	5.6			

Tableau 5.22.Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm, L=2.75m

Etage	Voile	L (m)	S (m2)	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A1	A2	Amin CBA	Amin RPA	Achoisis
RDC 1^{er}, 2^{eme},	C_1	2.75	0.40	1754.55	-82.54	1,35G+1,5Q	11.5	11.5	4.08	6.12	2(17HA10) = 13.35
				1611.82	2164.53	G+Q+Ey	11.5	11.5			
				1270.99	2181.22	0,8G+Ey	11.5	11.5			
3^{eme} 4^{eme}, 5^{eme}	C_2	2.75	0.40	1176.88	-117.04	1,35G+1,5Q	11.5	11.5	4.08	6.12	2(17HA10) = 13.35
				930.72	707.06	G+Q+Ey	11.5	11.5			
				700.83	730.26	0,8G+Ey	11.5	11.5			
6^{eme} ,7^{eme}	C_3	2.75	0.40	394.94	-82.65	1,35G+1,5Q	11.5	11.5	4.08	6.12	2(17HA10) = 13.35
				441.60	171.03	G+Q+Ey	11.5	11.5			
				364.51	188.07	0,8G+Ey	11.5	11.5			

V.5.2.1.B. Vérification des contraintes a l'état limite de service

Tableau 5.23. Vérification des contraintes a l'état limite de service.

Voile	Combina -ison	S (m^2)	L (m)	Nser (KN)	Mser (KN.m)	A1	A2	σ_b (MPa)	σ's (MPa)	σs (MPa)	Vérifica -tion
A_1	G+Q	0.25	1.70	961.74	-7.01	9.42	9.42	3.40	52.00	0.00	CV
A_2	G+Q	0.25	1.70	694.99	-20.68	9.42	9.42	2.70	40.00	0.00	CV
A_3	G+Q	0.25	1.70	279.95	-25.02	9.42	9.42	1.30	18.70	0.00	CV
B_1	G+Q	0.18	1.25	613.83	3.08	6.28	6.28	3.00	45.50	0.00	CV
B_2	G+Q	0.18	1.25	408.15	-50.86	6.28	6.28	3.80	56.50	0.00	CV
B_3	G+Q	0.18	1.25	131.37	-61.31	6.28	6.28	1.90	27.60	0.00	CV
C_1	G+Q	0.40	2.75	1288.11	-60.50	13.35	13.35	3.10	46.9	0.00	CV
C_2	G+Q	0.40	2.75	863.83	-85.86	13.35	13.35	2.30	34.20	0.00	CV
C3	G+Q	0.40	2.75	289.89	-60.54	13.35	13.35	0.90	13.50	0.00	CV

V.5.2.2.Armatures horizontales

V.5.2.2.a. Vérification des voiles a l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur del'effort tranchant a la base du voile majore de 40%.

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{avec : } \overline{V} = 1.4 \, x \, V_u$$

Avec:

- Vu: l'effort tranchant a la base du voile.
- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5MPa$

Tableau 5.24. Vérification des voiles a l'effort tranchant.

Voile	L(m)	Epaisseur(m)	V_u (KN)	τ_b(MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
A	1.70	0.15	433.79	1.00	5	CV
B	1.25	0.15	278.45	0.63	5	CV
C	2.72	0.15	713.88	1.63	5	CV

V.5.2.2.b. Calcul des armatures horizontales

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afind'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armaturestransversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$St \leq \frac{0.9.At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.ft28.K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$(compression).

et $K=1-10..\frac{Nu}{B.fc28}$(traction).

Et on doit vérifier que :

$S_t \leq$ Min[0.9d ; 40cm] [1]

$S_t \leq$ Min [1.5a ; 30cm] [2]

Tableau 5.25. Détermination des armatures horizontales.

voile	L(m)	Ep (m)	τu(Mpa)	S_h RPA	S_h	A_h (cm^2)	$A_{h\,min}$ RPA	$A_h \geq A_{hmin}$
A	1.70	0.15	1.00	22.5	15	2(12HA10)=2(9.42)	3.82	CV
B	1.25	0.15	0.63	22.5	15	2(8HA10)=2(6.28)	2.81	CV
C	2.72	0.15	1.63	22.5	15	2(17HA10)=2(13.35)	6.12	CV

V.5.2.3.Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures(épingles) dont le diamètre des armatures Øtest tel que $Ø_t \leq Ø_v$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles .

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore àassurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition estreprésentée dans la figure suivante :

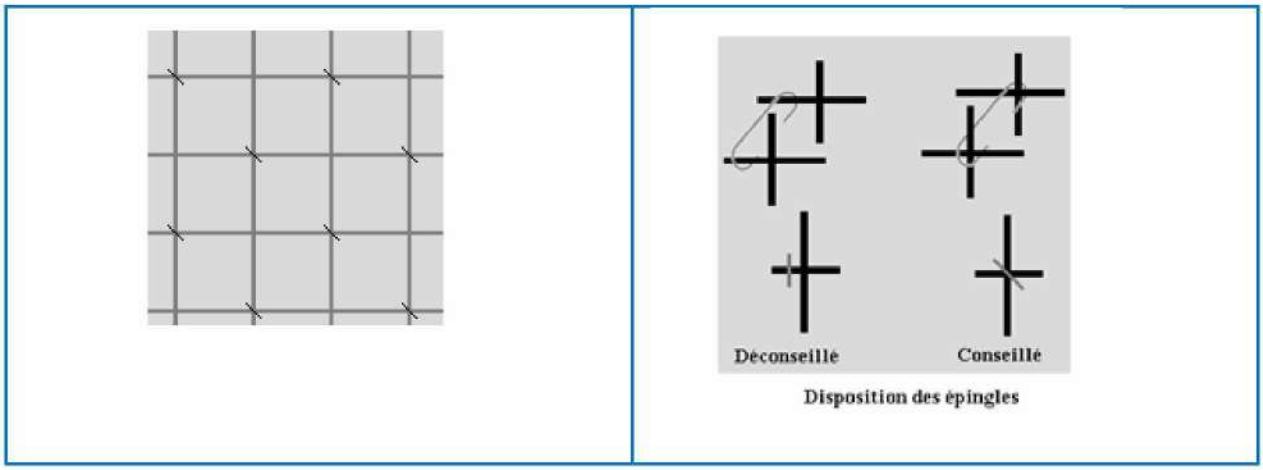


Figure 5.6.Les armatures transversales et les épingles

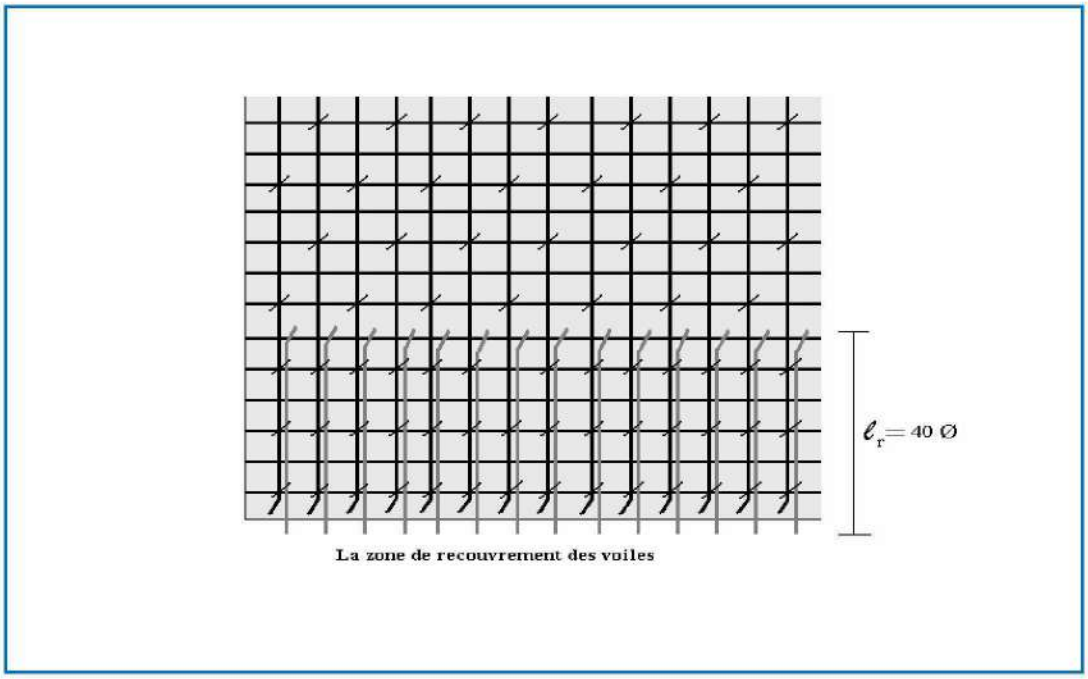


Figure 5.7.La zone de recouvrement des voiles

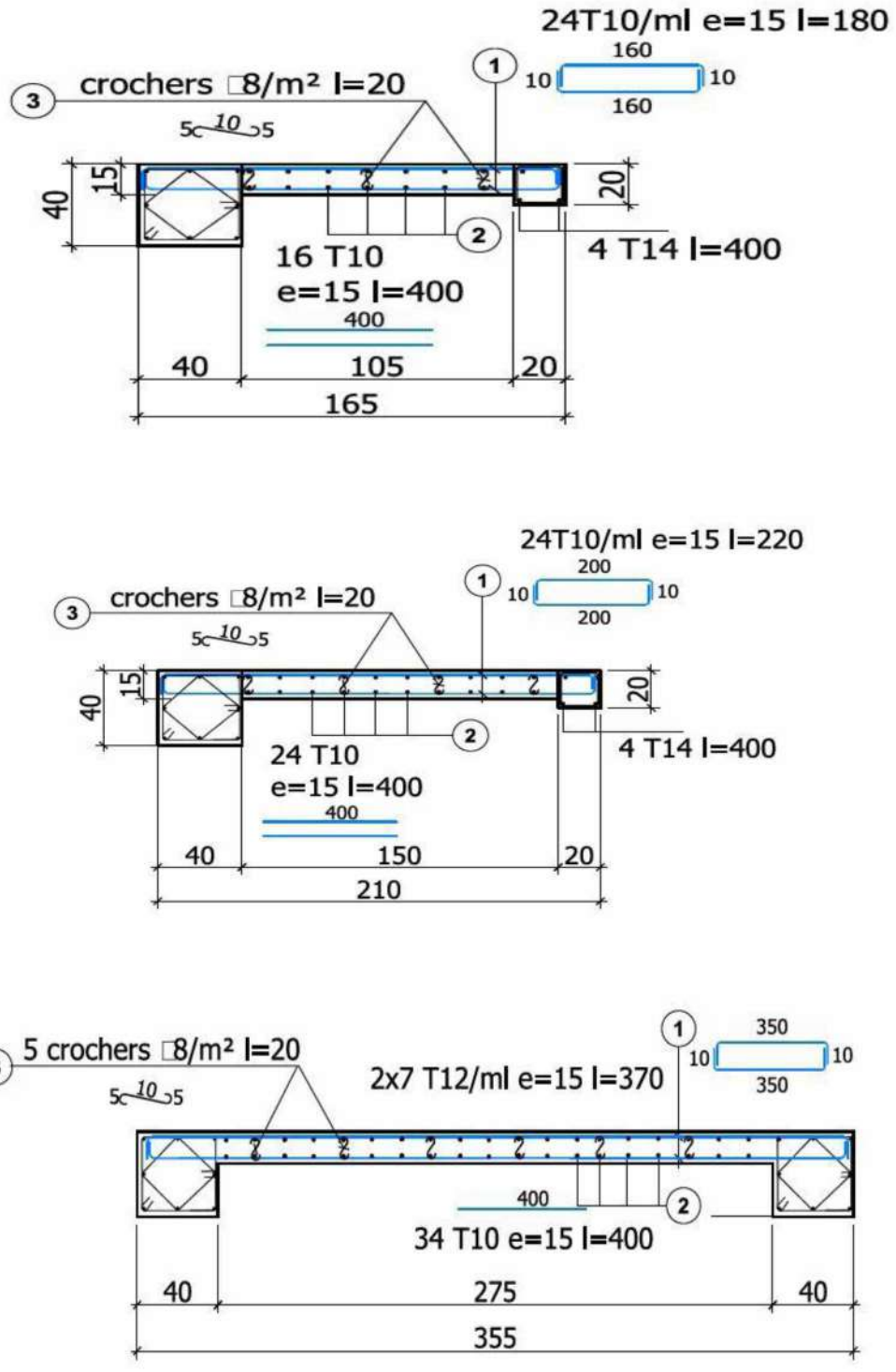


Figure 5.8.Disposition des armatures dans les voile.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales ,les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- Jouer un rôle d'appuis.

VI.2. type de la fondation

Pour les fondations, on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées ,semelles filantes ,radiers.) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux).

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent a la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul a la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du lieu et du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux , au voisinage de la construction à édifier , mais il est sur toutin dispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_s = **0.8 bars** avec un ancrage de **1.40m**

VI.3.1. Vérification du chevauchement entre les semelles

a)Notion des bulbes de pression

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'a une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

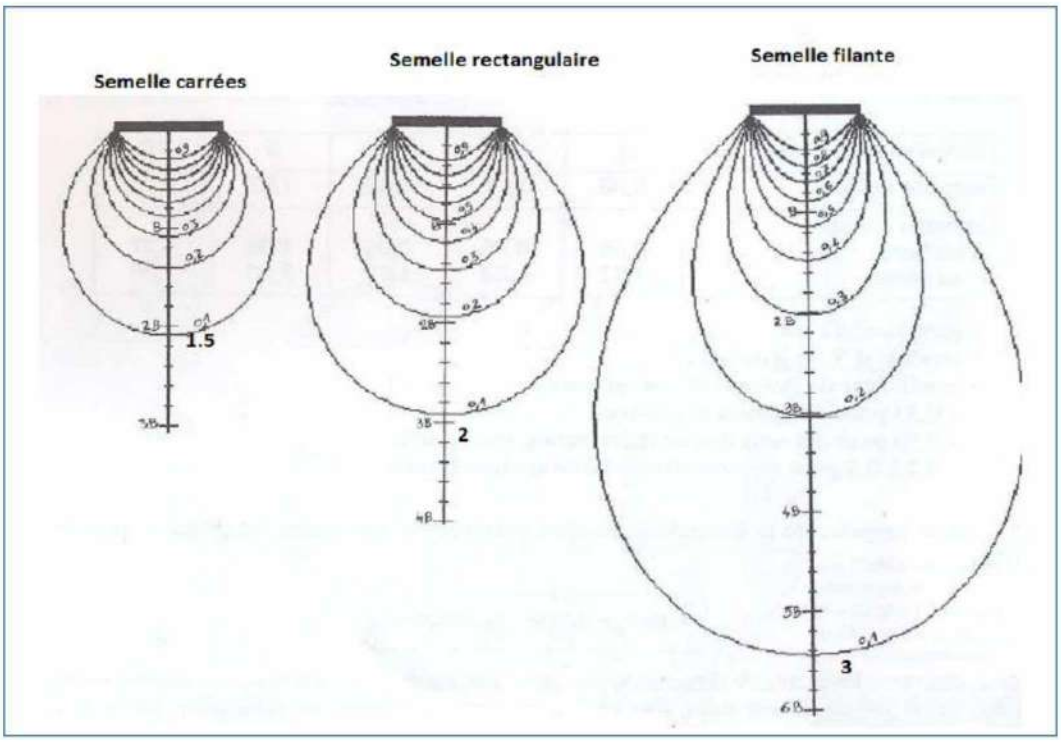


Figure 6.1.Bulbes de pression dans différents types de semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes 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. [4]

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes :

Chevauchement entre semelles isolées :

$$L \geq \frac{C1+C2}{2} * 1.5$$

Chevauchement entre semelles filantes :

$$L \geq \frac{C1+C2}{2} * 4$$

Ou L : distance entre deux semelles

C : largeur de la semelle

b)Dimensionnement des semelles isolées

Les dimensions en plan des semelles isolées sont déterminées comme suite :

On suppose une variation trapézoïdale des contraintes afin de réaliser l'équilibre statique de la semelle.

- **Prenant la combinaison G+Q**

La contrainte moyenne σ m, doit rester toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible σs :

$$\sigma_m \leq \sigma_s \Rightarrow \frac{N}{A.B}\left(1+\frac{3e_0 b}{B}\right) \leq \sigma_{sol}$$

- Pour déduire A et B, on donne une valeur pour B,avec $\frac{A}{B}=\frac{a}{b}$

A,B : dimension de la semelle

a,b : dimension du poteaux.

- on vérifie:

$$A \geq \frac{N}{\sigma_{sol} B}\left(1+\frac{3.e_0}{B}\right) \quad , avec \ e_0 = \frac{M}{N}$$

on a un effort normale négligeable devant le moment donc e_0=0

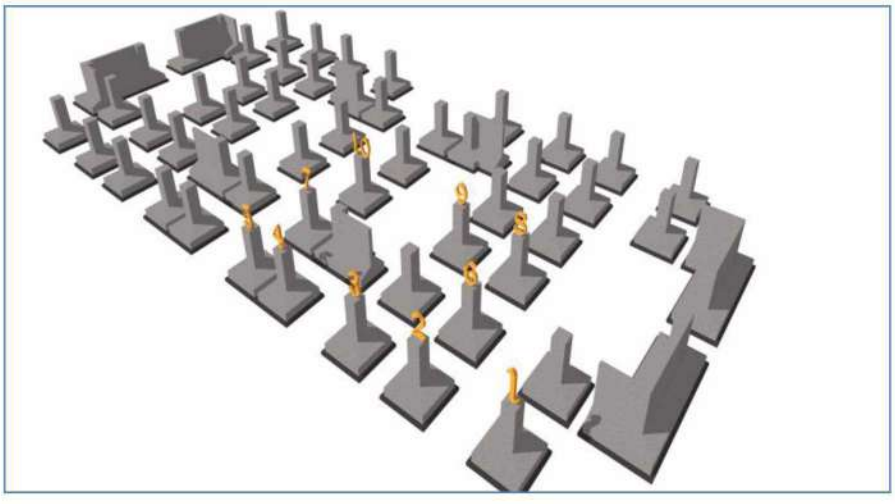


Figure 6.2. Choix N°1 des semelles

Tableau 6.1.Dimensionnement des semelles isolées.

	N_{ser}	M_x	M_y	A(cm)	B(m)	$S(m^2)$
1	715.28	1.22	3.21	3	3	9
2	752.29	4.12	0.44	3.3	3.3	10.89
3	803.33	2.55	0.87	3.3	3.3	10.89
4	590.65	4..16	0.439	3	3	9
5	241.56	9.82	4.738	2	2	4
6	824.41	2.89	0.86	3.3	3.3	10.89
7	676.29	5.42	2.12	3	3	9
8	834.89	9.39	0.87	3.3	3.3	10.89
9	642.40	0.77	0.57	3	3	9
10	661.72	3.72	0.32	3	3	9

Tableau 6.2.Vérification du chevauchement entre les semelles.

	semelles	L	$\frac{C1+C2}{2}*1.5$	$L \geq \frac{C1+C2}{2}*1.5$
Sens X	1-2	3.2	4.72	CNV
	2-3	2.55	4.95	CNV
	3-4	3.4	4.72	CNV
	4-5	1.7	3.75	CNV
	8-9	2.55	4.72	CNV
	9-10	3.4	4.5	CNV
Sens Y	5-7	2.6	3.75	CNV
	7-10	2.75	4.5	CNV
	6-8	2.75	4.95	CNV

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'on a un chevauchement entre les semelles dans le sens y, ce qui nous mène à envisager des semelles filantes suivant cette direction.

c) **Dimensionnement des semelles filantes**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravite coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Les semelles filantes sont dimensionnées à ELS sous l'effort N et le moment M :

$$Ns = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

σ_{sol} =N/S avec S=1000*B

et N_{max} de poteaux

B≥N/1000* σ_{sol}

$$A=\frac{Li+Li+1}{2}+b$$

$\overline{\sigma_{sol}}$:Contrainte admissible du sol vaut 0,08MPa

B : largeur de la semelle.

A:longuer de la semelle.

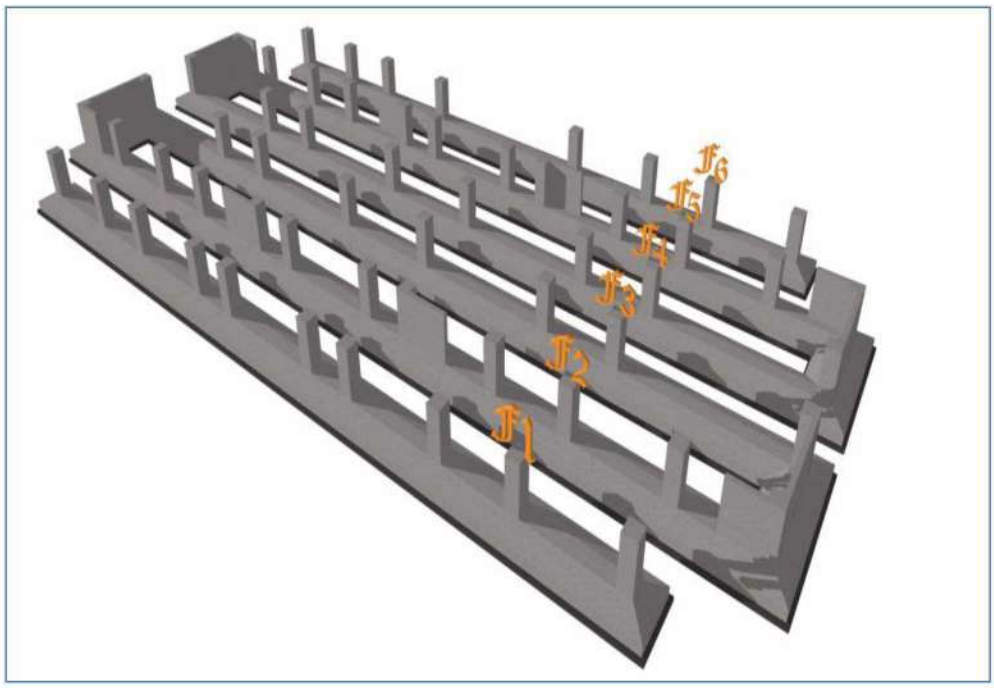


Figure 6.3.Choix N°2 des semelles.

Tableau6.3.Dimensionnement des semelles filantes suivant x.

semelles	N_{ser}(KN)	M(KN)	A(m)	B(m)	S(m^2)
F_1	803.49	2.95	4.02	1.00	4.02
F_2	824.46	1.22	3.32	1.10	3.65
F_3	837.67	2.23	4.57	1.10	5.02
F_4	914.78	2.85	4.57	1.20	5.48
F_5	946.11	2.70	2.95	1.20	3.54
F_6	974.24	1.37	5.77	1.25	7.21

Tableau 6.4.Vérification du chevauchement entre les semelles.

Semelles	L	$\frac{C1+C2}{2}*4$	$\frac{C1+C2}{2}*4 \leq L$
F_1+F_2	2.6	6.20	CNV
F_2+F_3	2.75	4.40	CNV
F_3+F_4	2.70	4.60	CNV
F_4+F_5	2.75	4.80	CNV
F_5+F_6	2.6	4.90	CNV

Conclusion

On a un chevauchement entre les semelles filantes

d)**Dimensionnement des semelles filantes croisé dans les deux direction**

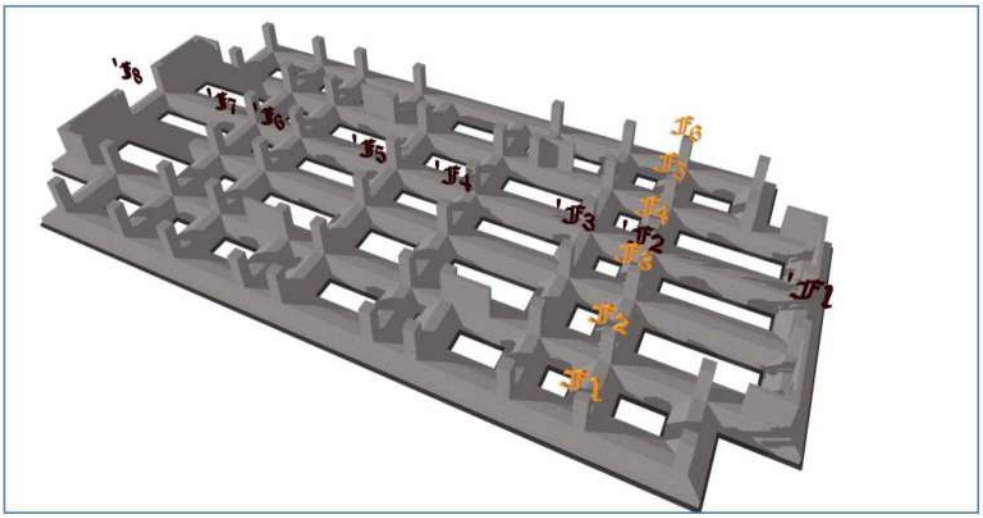


Figure 6.4.Choix N°3des semelles.

Tableau 6.5.Dimensionnement des semelles filantes croisé

	semelles	N_{ser}	M	$S(m^2)$	A(m)	B(m)
Sens X	F_1	402.25	2.95	37.14	4.02	1.00
	F_2	412.23	1.22	64.76	3.32	1.00
	F_3	418.83	2.23	41.44	4.57	1.00
	F_4	457.39	2.85	55.93	4.57	1.00
	F_5	473.39	2.70	65.64	2.95	1.00
	F_6	487.12	1.37	39.27	5.77	1.00
Sens y	F_1'	275.43	2.02	27.42	3.145	1.00
	F_2'	457	1.25	28.38	3.14	1.00
	F_3'	420.16	2.45	39.36	3.12	1.00
	F_4'	406.07	1.20	20.43	3.14	1.00
	F_5'	406.07	1.14	20.00	3.14	1.00
	F'_6	420.16	2.50	28.22	3.12	1.00
	F'_7	457	1.28	28.40	3.14	1.00
	F'_8	275.43	1.85	28.21	3.14	1.00

Tableau 6.6.vérification du chevauchement entre les semelles

	semelle	L	$\frac{C1+C2}{2}*4$	$\frac{C1+C2}{2}*4 \leq L$
Sens X	F_1-F_2	2.60	4.00	CNV
	F_2-F_3	2.75	4.00	CNV
	F_3-F_4	2.70	4.00	CNV
	F_4-F_5	2.75	4.00	CNV
	F_5-F_6	2.60	4.00	CNV
Sens Y	F'_1-F'_2	5.70	4.00	CV
	F'_2-F'_3	2.55	4.00	CNV
	F'_3-F'_4	5.1	4.00	CNV
	F'_4-F'_5	3.85	4.00	CNV
	F'_5-F'_6	5.1	4.00	CV
	F'_6-F'_7	2.55	4.00	CNV
	F'_7-F'_8	5.7	4.00	CNV

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque que le chevauchement persiste entre les semelles ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol située entre les deux semelles,

VI.3.2. radier

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

VI.3.2.1.Dimensionnement du radier

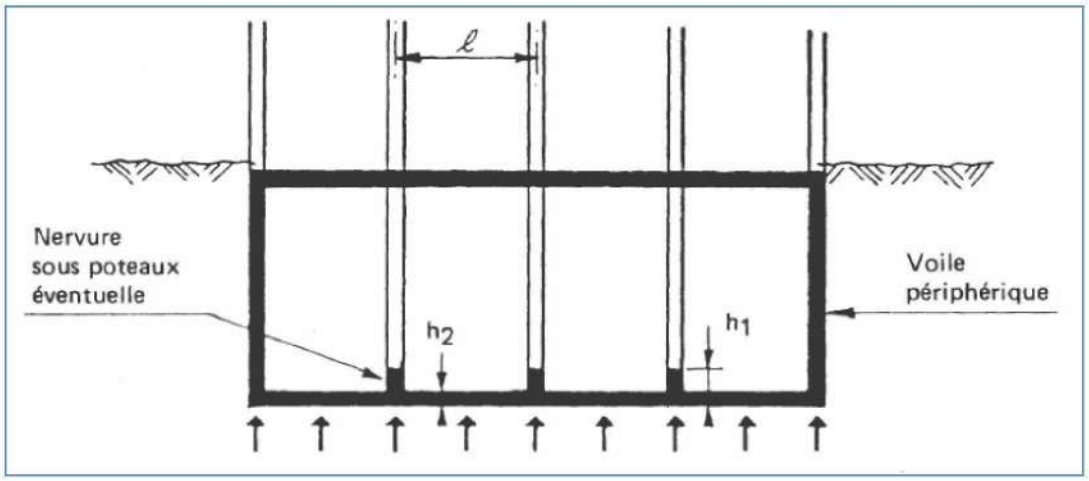


Figure 6.5. Schéma d'un radier nervuré

- **Dalle**

La hauteur h de la dalle sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L\,max}{20} = \frac{817-45}{20} = 38.60\text{cm}$$

Avec une hauteur minimale de 40cm

- **Nervure**

$$h_n \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{817-45}{10} = 77.20cm$$

- **Hauteur totale du radier (nervure)**

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

hr≥0.64m

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 0.5kg/cm3= 500 t/m3 pour un sol moyen.

E : module de déformation longitudinale instantané E = 32164.198 Mpa= 3,21.10$_6$ t/m2

L_{max}: Distance maximale entre deux nervures successives égale à 7.72 m.

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte les dimensions suivantes :

h_n=80 cm ..... Hauteur de la nervure

h_d=40cm..... Hauteur de la dalle

b = 55 cm.....Largeur de la nervure

h_r= 80cm.....Hauteur du radier

VI.3.2.3. Calcul des charges du radier

$$q_{rad} = \frac{PP+Premplie+Psuper}{Srad} = 117.60$$

à l'ELU: $q_u = 1.35 . q_{rad} = 158.76 kN/m^2$.

à l'ELS: $q_{ser} = q_{rad} = 117.60 kN/m^2$.

- **Vérification de la surface du radier**

$$\sigma_{radier} = q\text{radier} = \frac{117.6kN}{m^2} = 0.117 \text{ MPa}$$

On a 0.117 Mpa ≥ σ_{sol}=0.08Mpa CNV

Conclusion

On va trouver une solution pour se mouviez sol on a proposé le gros béton comme solution



Figure 6.6.le gros béton

VI.4.Désensiment de gros béton

- **Calcule le f_{c28}**

on a fait des essais par le scléromètre sur un gros béton qui a un âge >30 j qui suivait par CTC, les résultat sont dans le tableaux suivant**s.**

Tableau 6.7:calcule la résistance de gros béton

Identification des zones d'essais		Angle α °	Mesures d'indices par zone d'essai												I_s Médian	$I_s^{(*)}$ médian corrigé	Résistance en compression correspondante (MPa) (**)
Gros Béton 1			12	15	13	12	16	12	14	13	16	16	18	14			
Niveau: Sous Semelle	Age = 30 Jours	90	14	12	12	13	12	16	18	12	12	14	14	14	14	13	5
Gros Béton 1			14	18	14	18	14	18	14	14	12	12	12	14			
Niveau: Sous Semelle	Age = 30 Jours	90	18	18	14	12	12	18	14	12	18	14	14	15	15	13	5

Conclusion

D'après les essais on a déterminé f_{c28}=5 Mpa

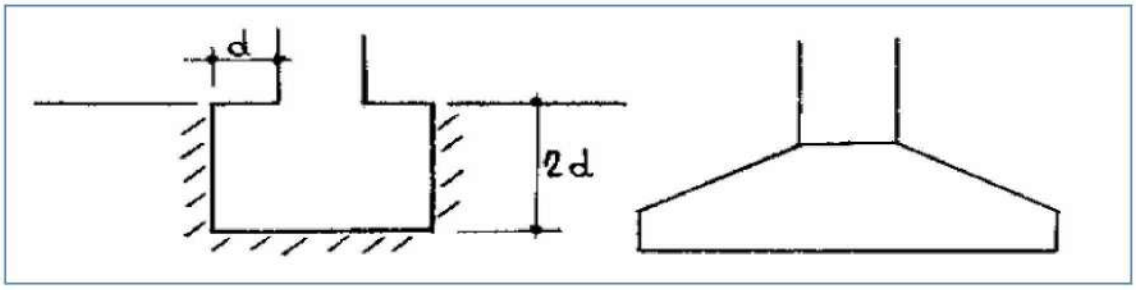
- **calcule de h par la vérification du poinçonnement**

On a $N_u \leq 0.045.\mu_c.f_{c28}.\frac{h}{\gamma_b}$

$\mu c=(a+b+2h)2$

$2ha+2h^2 \geq \frac{Nu\,\gamma_b}{0.045.fc28.2} \rightarrow h=70cm$

d'apré Albert Fuentes on a:



figur6.7.dimension de gros béton

$D=\frac{h}{2}=35cm$

- **la capacité du gros béton**

$q=\frac{0.85.fc28}{\theta\gamma_b}=\frac{0.85.5}{1.1.5}=3.40$ Mpa

VI.4.1.vérification de σ_{GB}avec σ_{sol}

$\sigma_{GB}=\sum N_{ser}+PP_{GB}+P_{remblai}/ S_{GB}$

$\sigma_{GB}=0.1Mpa>0.08Mpa$ **NV**

le condition non vérifier donc on augmente la surface débord

Tableau.6.8.vérification le contrainte de gros béton

D(m)	S(cm^2)	σ_{GB}(Mpa)	σ_{sol}(Mpa)
0.50	546.22	0.10	0.08
0.80	575.98	0.09	0.08
1.00	596.22	0.091	0.08
1.25	621.97	0.088	0.08
1.50	648.22	0.084	0.08
1.70	669.587	0.081	0.08
2.00	702.227	0.07	0.08

Donc h=70cm D=2m

Conclusion

Donc la théorie de Albert Fuentes ne pas applicable il faut vérifier le cisaillement du débord .

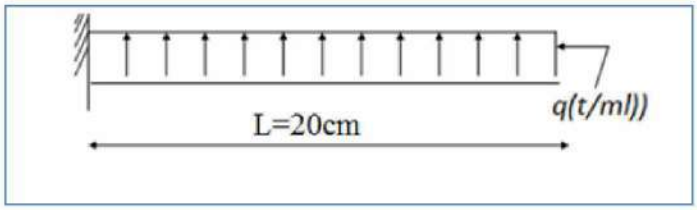


Figure 6.8. Schéma statique du débord

qser = 28.90 kN/ml

VI.4.2.calcul de ferraillage

- **A l'état limite de service**

M_{ser}= qser.$l^2/2$ → M_{ser}=57.80KN.m

A=2.64cm^2 →A_{chois}=6HA8=3.02cm^2

- **condition de non fragilité**

$A_s \geq 0.23b.d.f_{tj}/f_e$

donc A_s=5.85cm^2>4.02cm^2

$A_{s\ chois}$=8HA10=6.28cm^2

e_s=12.50cm

- **Armatures transversales**

Ar=As/4=1.57cm2

A_r= 4HA10=2.01cm^2

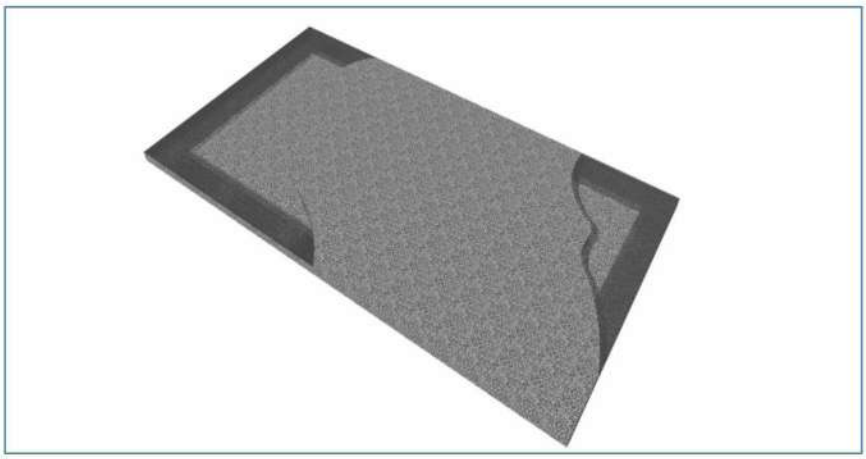


Figure 6.9.le gros béton avec renforcement de débord par deux nap de treillis sodée de 0=10 mm

- **Vérification au cisaillement**

$\tau_u \leq \tau_{uGB}$

τ_u=T/s=0.17Mpa

$$[\tau]=\text{Min } \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right] = 0.66Mpa$$

→Donc $\tau_u \leq \tau_{uGB}$ **CV**

Conclusion

D'après la réparation du sols on a obtenu un bonne sols ces le gros béton donc on a des semelle filants posée sur le gros béton

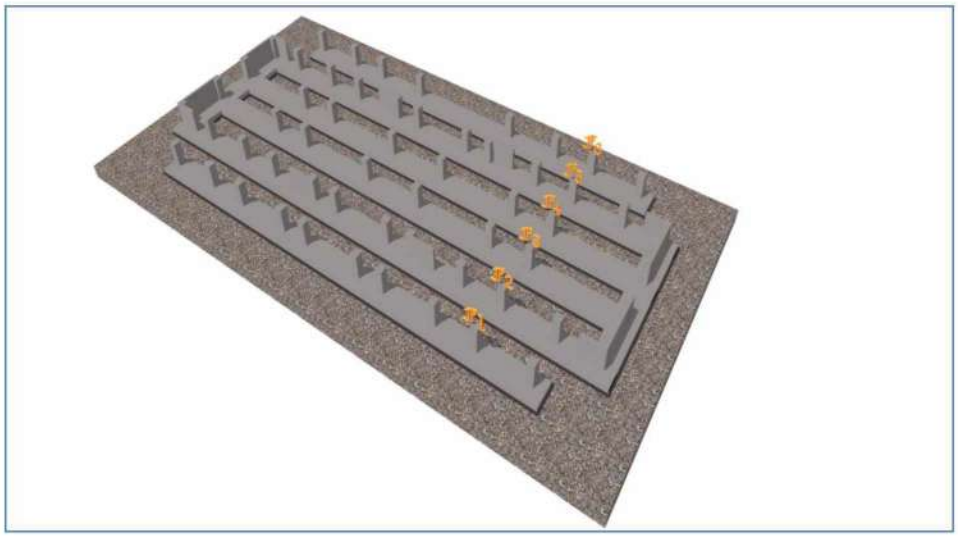


Figure 6.10.semelle filant sur gros béton

VI.5. Dimensionnement semelle filantes

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{L}$$

Avec :

- ✓ Nt :L'effort normal réparti sur les voiles
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B .

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.9 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux

	Semelle	A(m)	N(kN)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
Suivant x-x	F1	4.02	803.49	45	1	20	23
	F2	3.32	824.46	45	1	20	23
	F3	4.57	837.67	45	1	20	23
	F4	4.57	914.78	45	1	20	23
	F5	2.95	946.11	45	1	20	23
	F6	5.77	974.24	45	1	20	23

VI.5.1. Ferraillage

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales. et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales**

$$A = N(1+\frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8\,d\sigma_s} \& Esp = \frac{A - 2e - \phi_b}{(n-1)}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

[σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

[σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.10: armatures principales des semelles filantes

	Nu (kN/m)	Nser (kN/m)	Mu (kNm)	Mser (kNm)	Au (cm^2)	Aser (cm^2)	$A_{finale}(cm^2)$	Esp (cm)
F1	810	590.65	5.72	2.61	1.001	10.05	**8HA14=12.32**	15
F2	950.61	692.61	4.57	2.69	9.39	11.78	**8HA14=12.32**	15
F3	883	624.40	2.95	2.12	8.72	10.93	**8HA14=12.32**	15
F4	715.34	525.05	2.25	4.67	7.06	8.93	**8HA14=12.32**	15
F5	930.96	681	9.17	5.91	9.19	11.58	**8HA14=12.32**	15
F6	862.75	629.86	2.06	1.40	8.52	10.59	**8HA14=12.32**	15
F7	749.68	55.32	0.26	0.14	7.40	9.39	**8HA14=12.32**	15
F8	711.66	522.42	0.19	0.15	7.02	8.89	**8HA14=12.32**	15

- **Armatures de répartition**

$$Arép = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n-1)}$$

Tableau 6.11 .armatures de répartition de la semelle filante

	$A_{répartition}(cm^2)$	Esp (cm)
F1	4T12=4.52	30

VI.5.2.Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s}$

- $ls \geq \frac{B}{4}$: Ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $ls \leq \frac{B}{8}$:on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau 6.12 . Longueur de scellement

SEMELLE	∅(mm)	*ls*	B /8	B /4	ANCRAGE
F1	14	30.85	12.5	25	Courbe
F2	14	30.85	12.5	25	Courbe
F3	14	30.85	12.5	25	Courbe
F4	14	30.85	12.5	25	Courbe
F5	14	30.85	12.5	25	Courbe
F6	14	30.85	12.5	25	Courbe

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.5.3 Ferraillage Longitudinal

VI.5.3.1. Dimensionnement

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp 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.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E =10818,86MPa).

L : La plus grande travée dans la fille

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p^3}{12}$.

hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau 6.13 .Dimensionnement de la poutre de libage

	b (m)	l (m)	h_p(m)	I(m^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL	0.45	30.85	0.60	0.0062	5.47	Oui

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 :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau 6.14 . Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	ΣNi (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser}(KN /m^2)
PL	9324.91	6792.04	30.85	302.26	220.12

VI.5.3.2. Calcul des moments

- **Aux appuis**
  - **À l'ELU:** $\mathbf{M_a = -\frac{q_u*(\ell'^2_w+\gamma*\ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}}$
  - **À l'ELS :** $M_a = -\frac{q_{ser}*(\ell'^2_w+\gamma*\ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$

➢ **En travées**

- **À l'ELU:** $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$
- **À l'ELS:** $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

Tableau 6.15. Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_a(kNm)	M_t(kNm)	M_a(kNm)	M_t(Knm)
PL	835.92	180.81	608.87	109.25

VI.5.3.3. Calcul du ferraillage

a. Armatures longitudinales

➢ **Calcul à l'ELU**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.16 . Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A'(cm^2)	Choix
PL	Travée	180.81	45	11.70	0.00	**8HA14=12.31**
	Appui	835.92	45	17.50	0.00	**12HA14=18.46**

➢ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau 6.17. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]
PL1	Travée	12.31	109.25	7.20	CV
	Appui	18.46	608.87	6.82	CV

b. Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 60 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=3*0.6 = 1.8cm², donc on adopte**2HA12=2.21cm².**

c. Armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Tableau 6.12. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u	τ_u	[τ]	$A_t(cm^2)$	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL	362.71	1.79	2.5	4HA10=3 .14	10	15

VI.6. Les longrines

VI.6.1.Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

VI.6.2. Prédimensionnement [1] [Art 10.1.1.b]

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

30 cm x 40 cm : sites de catégorie S3

VI.6.3. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F "égale à:

$Fu = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20\text{kN}$

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

α: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

(Dans notre cas : site S3 et zone sismique II **α = 12**)

$$\text{Fu} = \frac{\text{Nu}}{\alpha} = \frac{1328.52}{12} = 110.71\ \text{kN}$$

$$\text{F}_{\text{ser}} = \frac{\text{N}_{\text{ser}}}{\alpha} = \frac{973.86}{12} = 81.15\ \text{kN}$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- α=12: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.6.4. Ferraillage

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **à l'ELU**

Les armatures longitudinales sont données par:

$$\text{A}_{\text{u}} = \frac{\text{Fu}}{\sigma_{\text{s}}}$$

$$\text{A}_{\text{u}} = \frac{110.71*10^{3}}{348} = 3.18\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (CBA 93)**

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3\text{cm}^2$$

Donc on adopte: **A=2×3HA14**

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{81.15\ 10^3}{923} = 87.91\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202\ \text{MPa}$$

- **Section minimale donnée par le RPA 99version 2003**

$A_r \geq 0.6\%B$

Le résultat obtenu est: $A_r \geq \frac{0.6\ .b.h}{100} = 7.20\text{cm}^2$

Donc on adopte :**A=2×3HA14=9.23cm²**

- **Armatures transversales**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm}$$

On adopte φ_t=8mm $\rightarrow A_t = 4\phi 8 = 201\ \text{mm}^2$

- **Espacement**

$$S_t = \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 21\text{cm}\right]$$

On adopte **S_t = 15 cm.**

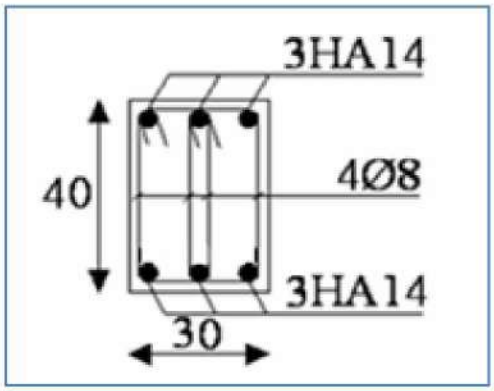


Figure 6.11 .Ferraillage de la longrine

CONCLUSION GENERALE

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

REFERANCE BIBIOGRAPHIEQUES

Documents réglementaires

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

[6] : COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS « G. SANGLERAT »

[7] :CALCULE PRATIQUE DES OSSATURE DE BATIMENTS EN BETON ARME

[8] :introduction a la mécanique des sols Dr ALI BOUAFIA.

Logiciels

SAP2000v115

ROBOT EXPERT 2010

AUTOCAD 2010