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 De la Matière

Filière De Génie Civil

Projet de Fin d'Etude Pour l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option: Constructions et Matériaux

THEME

Etude D'un Bâtiment à Usage d'habitation et administratif en Sous-Sol+RDC+R+4

Réalisé par:

HAFSI Asmaa

ZEMIRLINE Faiza

Dirigé par:

M^r^.M.M.SAIDI

Promotion: 2015/ 2016

REMERCIEMENT

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en particulier, nous tenons à remercier, le Dieu le tout puissant qui a fait que ce travail soit mené et terminé.

Nous adressons nos vifs remerciements à notre promoteur ***Mr M.M. SAIDI*** *qui nous avoir diligenté tout au long de ce travail, pour leur Compréhension, leur patience, leur compétence, et leurs remarques qui nous ont été précieuses. Merci monsieur.*

Nous tenons à remercier aussi les honorables membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail:

- À mes trés chers parents qui m´ont guide Durant les moments les plus pénibles de ce long Chemin ma mere qui a été à mes cotés et ma soutenu Durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis merci mes parents.
- À mes trés chers frères Hamza et Balkacem.
- A toute ma famille.
- À tous mes amies Iman Sara Nesrine Lamia Wafaa Fella Lila Kawthar Rania Ibtihal et Asmaa.
- A mes camarades les étudiantes de la spécialité Génie Civil 2015-2016

Asmaa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail:

A ma très chère famille: mes parents qui m'ont toujours soutenu dans mes choix, m'ouvrant je l'espère les portes d'un métier que je trouve passionnant.

A mes frères (Zoheir et Med Yasser) et à ma sœur (touba), m'aura soutenu dès le début et m'aura aidé dans les périodes de doute et de m'avoir partagé ce modeste travail.

A mes amies :_Iman; Soumia, Rania ,Lila ;Walid mazighi, Marouane,Othmane et Abdnour .

De m'avoir encourager et penser toujours à moi et pour m'avoir changer les idées quand j'en avais besoin.

A mon mari Zakaria HAMDANI

En fin, je remercie mon amie mon binôme Asmaa qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Faiza

ملخص.

هدا المشروع يهدف الى دراسة و هيكلة لبناية من الخرسانة المسلحة ، ذات استعمال تجاري و سكني ، تتألف من 4 طوابق بالإضافة الى الطابق الارضي و طابق تحت الارض.تقع هده البناية في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية رقم III.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية مضمونة و محققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (عارضات و اعمدة + جدران خرسانية مسلحة).

قياس الابعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر ,RPA99, CBA93) DTR)

الدراسة الدينامكية للبناية تمت وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد اساسا على تقنيات حساب الهياكل . و استعمال برنامج SAP2000V17.1.1

اخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هدا بحساب الاساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, locaux de commerces comportant: SOUS-SOL + RDC + 4 ETAGES qui sera implanté à ALGER, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (CAB 93 et RPA 99 et DTR) L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel SAP 2000V 17.1.1.Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Abstract

This project consists in studying a building with use of dwelling, buildings of trade. Including: underground + first floor + 4 floors. Which will be established in ALGERIA, classified according to the RPA 99 version 2003 like a zone of high seismicity (zone III). The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells). The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (CAB 93 and RPA 99 and DTR). The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software SAP2000V17.1.1.

SOMMAIRE

I .INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1

I.1.destination..... 1
Description de l'ouvrage..... 1
I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage 1
I.2.1 Dimensions 1
I.2.2 Système de contreventement :..... 1
I.2.3 Planchers 2
I.2.4 Maçonnerie 2
I.2.5 L'acrotère……..... 2
I.2.6 Escalier……..... 2
1.2.7 Revêtements 3
1.2.8 L'infrastructure 3
I.3Caractéristiques mécaniques des matériaux 9
I.3.1 Béton 9
I.3.1.1 caractéristiques du Béton 9
I.3.1.2 ciment 9
I.3.1.3Granulats 9
I.3.1.4 Eau de gâchage 9
I.3.1.5 Dosage du béton 9
I.3.2 Béton armé..... 10
I.3.2.1 Résistance du béton 10
I.3.2.2 Résistance caractéristique à la compression 10
I.3.2. 3 Résistance caractéristique à la traction 10
I.3.2.4 Coefficient de POISSON (υ) 10
I.3.2.5 Module de déformation longitudinale..... 11
I.3.3 Acier 11
I.3.3.1 Types d'acier 11
I.3.3.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier 12
I.4. Principe de calcul du CBA 93 12
E.L.U de…..... 12
1.Contrainte du béton en compression : 12
2. Contrainte ultime de cisaillement 13
3. Contrainte limite de l'acier 13
A l'E.L.S 13

1.E.L.S de compression de béton 13
2.E.L.S de contrainte limite de l'acier 14
Contrainte limite de l'acier 14
Conclusion..... 14

CHAPITRE 2

Introduction …….....15
II.1-LES PLANCHERS 15
II.1.a- Plancher à corps creux 15
II.1.b- Dalle pleine 16
ii) Sécurité contre l'incendie 16
iii) condition d'isolation acoustique. 16
Conclusion : 16
II.2- Evaluation des charges et surcharges : 17
II.2.1. Maçonnerie : 17
II.2.1.a Murs intérieurs (simples-cloisons) 17
II.2.1.b-Murs extérieurs (doubles-cloisons) 17
II.2.1-plancher terrasse 18
II.2.1.a-charges permanentes 18
II.2.1.b surcharges d'exploitation 19
II.2.2- Plancher courant..... 19
II.2.2.a-Charges permanentes 19
II.2.2.b-surcharges d'exploitation 19
II.2.3. Dalle pleine 19
II .2.3.a. Terrasse 19
II.2.3.b. Etage 20
II.3.A Prédimensionnement des poutres 21
II.3.B Pré dimensionnement des poteaux 22
II.3.B.1.Etape de prédimensionnement……23
II.3.B.2. Choix du poteau le plus sollicité 23
II.3.B.3. Dimensions des poteaux 23
II.3.B.4. Calcul de la longueur de flambement Lf 23
II.3.B.5. Calcul de l'effort Nu 24
II.3.B.6. Détermination des charges et surcharges 25
II.4. Descente des charges 26
II.4.1 Charges Permanente 26
II.4.2 Charges d'exploitation 28
Loi de dégression 28
Effort normal de résistance 29

II.5. Vérification selon le RPA99v2003 29
II.6. Pré dimensionnement des voiles..... 30

CHAPITRE 3

III .1.l'acrotère 31
Principe de calcul 31
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitation…..... 31
III.1.2. Calcul des efforts 32
III.1.3. Calcul du ferraillage 32
III.1.3.a. A E L U 32
III.1.3.b. Vérification a l'E.L.S..... 35
Calcul de l'excentricité 35
Application numérique 35
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant 36
III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme 36
III.2. Plancher a corps creux 37
III .2.1. Les poutrelles 38
III.2.1.1. Avant coulage..... 38
III.2.1.1.1. Calcul des étaiements 38
III.2.1.2. Après coulage 39
III.2.1.2.1.Méthode de calcul 40
III.2.1.2.2.Conditions d'application 41
III.2.1.2.3.Exposé de la méthode 41
III.2.1.2.4.Evaluation des charges et surcharges 43
III.2.1.2.5.Sollicitations de calcul 43
Pour les étages courants 43
1er type poutrelle à deux travées 43
a)Détermination des moments à l'état limite ultime 43
b) Détermination des moments à l'état limite service 44
2ème type poutrelle à quatre travées 45
a)Détermination des moments à l'état limite ultime 45
b)Détermination des moment à l'état limite service 46
Pour RDC : 47
1er type poutrelle à deux travées 47
a)Détermination des moments à l'état limite ultime 47
b)Détermination des moment à l'état limite service 48
2ème type poutrelle à quatre travées 49
a)Détermination des moment à l'état limite ultime 49
b) Détermination des moments à l'état limite service 50
III.2.1.2.6.Ferraillage des poutrelles 51
Armatures transversales 53

Espacement St..... 53
Diamètre des armatures transversales $\emptyset t$..... 53
Vérification de contrainte de cisaillement 54
Vérifications nécessaires..... 54
Vérifications préliminaires de la flèche 54
Armatures transversales 57
Espacement St..... 57
Diamètre des armatures transversales ϕt..... 57
Vérification de contrainte de cisaillement 57
Vérifications nécessaires 58
Vérifications préliminaires de la flèche 58
Evaluation détaillée de la flèche 58
Détermination de l'axe neutre 59
Moment d'inertie de la section totale 59
Détermination moment d'inertie fictive 59
III.2.2. Ferraillage de la table de compression 61
III.3. Calcul des escaliers 62
III.3.1. Introduction 63
III.3.2. Prédimensionnement 63
III.3.3.Evaluation des charges et surcharges 63
Charges permanentes..... 63
a. Palier 63
b.Paillasse 64
Surcharge d'exploitation 64
III.3.4. Détermination des sollicitations 64
III.3.5. Détermination des efforts 64
A l'E.L.U 64
Récapitulation 65
III.3.4 ferraillage de l'escalier 65
III.3.2.Calcul de la poutre palière 67
III.3.2.1.Pré dimensionnement 68
III.3.2.2. Evaluation des charges 69
III.3.2.3. Calcul des efforts 69
A l'E.L.S 69
III.3.2.4. Calcul du ferraillage 69
III.3.2.5. Vérification à l'E.L.S..... 71
Vérification de la flèche 72

CHAPITRE 4

IV.1. Introduction 73
IV.2. Choix de la méthode de calcul 73
IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente..... 73
IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale 74
IV .3. Caractéristiques géométrique de la structure 76
IV.3.1. Centre de masse 77
IV.3.2. Centre de torsion 82
IV.3.3. Excentricités 78
IV.3.3. 1. Excentricité théorique (statique) 78
IV.3.3. 2. Excentricités accidentelles (additionnelles) 78
IV.4. Etude de la structure 80
IV.4.1. Caractéristiques géométrique 80
IV.4.1.1. Centre de masse et centre de torsion 80
IV.4.1.2. Les excentricités 80
Excentricité théorique + accidentelle 80
IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique 81
IV.4.2.1. Vérification de comportement des trois premiers modes 81
IV.4.2.2. Vérification de la participation massique..... 82
IV.4.2.3. Vérification de force sismique à la base 83
Calcul de la force sismique totale 84
Vérification du choix du coefficient de comportement 84

IV.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement 87
Moment de renversement 88
Moment de stabilité 90
IV.4.2.5. Vérification des déplacements en tête du bâtiment 90
Calcul de joint 90
IV.4.2.6. Vérification des déplacements inter étages 90
IV.4.2.7. Vérification de cisaillement des éléments 91
IV.4.2.8. L'effort normal réduit à la base 93
IV.4.2.9. Vérification vis a vis de l'effet P-Δ 93
Conclusion 94

CHAPITRE 5

V.1. Introduction 95
V.2. Ferraillage des poutres 96
V.2.1. Introduction 96

V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003 96
V.2.2.a. Armatures longitudinales selon RPA Art 96
V.2.2.b. Armatures transversales selon RPA 96
Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires.....96
V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 et CBA 93……..... 98
V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service 99
V.2.5 Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants 100
V.2.6 Calcul des armatures transversales 102
V.2.7 Vérification de la flèche 102
V.3 Ferraillage des poteaux 105
V.3.1 Détermination des armatures longitudinales……..... 105
V.3.1.a. Recommandations des règlements …….. 105
V.3.1.b.Sollicitations extrêmes de ferraillage…… 106
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93…… 107
V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance……..... 108
V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 ……..……108
V.3.4.Détermination des armatures transversales …….…….. 109
V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93……..... 109
V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$ ……..... 109
V.3.4.c Les armatures transversales…….....….. 110
V.4. Ferraillage des voiles 112
V.4.1. Les voiles pleins…… 112
V.4.2 les voile avec ouverture 112
V.4.2.a. les trumeaux……...…. 112
V.4.2.b.les linteaux..... 112
V.4.3. Méthode de calcul…….. 112
V.4.3.a. Recommandations réglementaires…….. 114
Selon le RPA 99..... 114
Selon le CBA 93..... 115
V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)…..…… 116
V.4.4. Armatures verticales …… 116
Armatures transversales …….. 119

V.4.2 les voile avec ouverture …… 120
a.les trumeaux…… 120
Les armatures verticals…… 120
Les armatures horizontals…… 121
b.les linteaux…… 122
Recommandations réglementaires…… 122
Selon le RPA 99..... 122
Selon le CBA 93..... 122
1.Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)…… 123
2. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{28}$)…… 124
Calcule de ferraillage …… 125
Les armatures longitudinales…… 125
Les armatures diagonals…… 126
Les armatures horizontales …… 127

CHAPITRE 6

VI.1. Introduction générale …… 128
VI.2. Classification des fondations …… 128
VI.3. caracteristiques du sol…… 128
VI.3.1. Capacité portante du sol…… 128
VI.3.2. Ancrage des fondations …… 129
VI.4.Le choix du type de foundation…… 129
Semelle isolée sous Poteau…… 130
Semelle filante sous voiles et poteaux …… 131
VI.4.1. Calcul des semelles filantes…… 131
VI.4.2. Dimensionnement…… 132
VI.4.3. Calcul de ferraillage…… 133
Armatures principales…… 133
Armatures de repartition…… 134

VI.4.4. Vérification des longueurs de scellement …….. 134

VI.4.5. Vérification de la stabilité au renversement : ►► [Art 10.1.5] ◄◄……. 135

VI.5. Poutre de Libage…….. 136

VI.5.1. Dimensionnement……. 136

VI.5.2. Calcul des moments ……. 137

- Aux appuis ……. 137

En travées…….. 138

VI.5.3. Armatures longitudinales …….. 138

a-Calcul à l'ELU ……. 138

b- Vérification des contraintes à l'ELS…… 138

VI.5.4.Armatures de peau ……... 139

VI.5.4.1.Armatures transversales …… 139

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ……. 139

VI.6.1.Recommandation des règlements: Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1]◄◄ …….. 140

VI.6.2. Ferraillage à l'état limite ultime …….. 140

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service …… 140

VI.6.4. Calcul des armatures transversales ……..…… 141

Conclusion générale……...…….. 143

Liste des tableaux

Tableau I.1 : dimensions du Bloc 1
Tableau I.2 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 11
II.2- Evaluation des charges et surcharges : 15
Tableau II.2.1 charges permanentes du mur simple cloison 17
Tableau II.2.2 charges permanentes du mur double cloison 17
Tableau II.2.3 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) 18
Tableau II.2.4 charges permanentes du plancher courant (corps creux) 19
Tableau II.2.5 : Charge permanente terrasse 20
Tableau II.2.6 : Charge permanente de la dalle d'étage 20
Tableau II.3.1 : predimensionnement des poutres 22
Tableau II.3.2 : pré dimensionnement des poteaux 23
Tableau II.3.3 : détermination de la longueur de flambement 24
Tableau II.3.4: calcule de Nu 25
Tableau II.4.1: calcule de charges permanente 28
Tableau II.4.2 : Tableau des charges d'exploitation 29
Tableau II.4.3: Tableau de vérification 29
Tableau II.5.1 vérifications de coffrage des poteaux 29
Tableau II.6.1 Détermination des sections des voiles. 27
Tableau III.1.1 Les charges 31
Tableau III.1.2 Les efforts 32
Tableau III.1.3 Les données 32
Tableau III.2.1 les charges de la poutrelle avant collage..... 38
Tableau III.2.2 Calcul des moments.....39
Tableau III.2.3 action de calcul des poutrelles après coulage 43
Tableau III.2.4 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 07 travées
à l'ELU 43

Tableau III.2.5 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS 44
Tableau III.2.6 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELU 46
Tableau III.2.7 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELS 46
Tableau III.2.8 Récapitulation des efforts internes Etages courants 47
Tableau III.2.9 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU 47
Tableau III.2.10 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS 48
Tableau III.2.11 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELU 49
Tableau III.2.12 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELS 50
Tableau III.2.13 Récapitulation des efforts internes RDC 51
Tableau III.2.14 calcul des armatures 52
Tableau III.2.15 récapitulation 53
Tableau III.2.16 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 53
Tableau III.2.17 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles 55
Tableau III.2.18 calcul des armatures 56
Tableau III.2.19 récapitulation 57
Tableau III.2.20 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 57
Tableau III.2.21 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles 58
Tableau III.3.1 Charges permanentes du palier de repos de l'escalier 63
Tableau III.3.2 Charges permanentes de la paillasse de l'escalier 64
Tableau III.3.3 Combinaison des charges de l'escalier 64
Tableau III.3.4 récapitulatif 65
Tableau III.3.5 données de calcul 65
Tableau III.3.6 calcul des armatures 65
Tableau III.3.7 calcul Les armatures de répartition 65
Tableau III.3.8 calcul de l'espacement 66
Tableau III.3.9 prédimensionnement de la poutre palière 69
Tableau III.3.10 données de calcul 70

Tableau III.3.11 Calcul du ferraillage de la poutre palière 70
Tableau III.3.12 Vérification à l'E.L.S 72
Tableau IV.1 coefficient d'accélération de zone A 74
Tableau IV.2 facteur de qualité Q 75
Tableau IV.3 centre de masse et centre de torsion 80
Tableau IV.4 excentricité théorique + accidentelle 80
Tableau IV.5 comportement des trois premiers modes 81
tableau IV.6 la participation massique 83
Tableau IV.7 choix du coefficient de comportement suivant x 85
Tableau IV.8 choix du coefficient de comportement suivant x en % 85
Tableau IV.9 choix du coefficient de comportement suivant y 86
Tableau IV.10 choix du coefficient de comportement suivant y en % 86
Tableau IV.11 Calcul de la force sismique 87
Tableau IV.12 vérification résultante des forces sismiques de calcul 87
tableau IV.13 Moment de renversement suivant x 88
tableau IV.14 Moment de renversement suivant y 89
Tableau IV.15 calcul de moment de stabilité suivant x,y 90
Tableau IV.16 Vérification stabilité au renversement 90
Tableau IV.17 Vérification des déplacements inter-étage sens X 91
Tableau IV.18 Vérification des déplacements inter-étage sens Y 91
Tableau IV.19 Vérification de l'effet P-Δ sens X-X 94
Tableau IV.20 Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y 94
Tableau V.2.1 les données de calcul ……..96
Tableau V.2.2 Ferraillage longitudinal des poutres principales ……...……...…...97
Tableau V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres secondaires ……..……97
Tableau V.2.4 Vérification des poutres principales 98
Tableau V.2.5 Vérification des poutres secondaires 99
Tableau V.2.6 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales…….... 100
Tableau V.2.7 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires…….. 100
Tableau V.2.8 Calcul de $\overline{\tau_u}$ ……. 101
Tableau V.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 101
Tableau V.2.10 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires ... 101

Tableau V.2.11 Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement ……..... 102
Tableau V.2.12 Vérification de la flèche des poutres 103
Tableau.V.3.1détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU…… 108
Tableau. V.3.2. Vérification des armatures à ELS des poteaux…….. 109
Tableau V.3.3 Choix des armatures transversales est leur espacement…….. 111
Tableau. V.4.1.Les données de calcul……. 116
Tableau V.4.2.Calcul des armatures verticales des voiles pleines…….. 117
Tableau V.4.3 vérification des armatures a ELS des voiles…… 118
Tableau V.4.4. calcul des armatures horizontals…… 119
Tableau V.4.5. : Diamètre des armatures transversals……... 119
Tableau V.4.6. Calcul les armatures verticals…… 120
Tableau V.4.7. Vérification des armatures a ELS des voiles……. 121
Tableau V.4.8. Calcul les armateurs horizontals…….. 122
Tableau V.4.9. Calcul les armatures longitudinales…….. 125
Tableau V.4.10. Calcul les armatures diagonals……..... 125
Tableau V.4.11 Calcul les armatures horizontales ……... 126
Tableau VI.1 vérification de chevauchement des semelles……..... 129
Tableau VI.2: Dimensions des semelles filantes sous poteaux et voiles :……..…132
Tableau VI.3: Armatures principales des semelles filantes……... 133
Tableau VI.4: Armatures de repartition……..… 133
Tableau VI.5 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes …….. 134
Tableau VI.6: Vérification de la stabilité au renversement ……. 134
Tableau VI.7: Dimensionnement de la poutre de libage …….. 135
Tableau VI.8: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…… 136
Tableau VI.9 : Détermination des moments de la poutre de libage…….. 137

Tableau VI.10: Calcul des armatures longitudinaux de la poutre de libage à L'ELU……..…….137

Tableau VI.11: Vérifications des armatures longitudinaux de la poutre de libage à l'ELS ……..……. 138

Tableau VI.12: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…… 138.

Tableau VI.13 : Ferraillage longitudinal des longrines ……. 139

Tableau VI.14: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines ……. 140

Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines …….. 141

Liste des figures

Figure I.1 escalier 2

Figure I-2: Plan du sous sol..... 4

Figure I-3 : Plan du RDC 5

Figure I-4 : Plan d'étages courant 6

Figure I-5 : Coupe A-A 7

Figure I-6 : Coupe façade principale 8

Figure I.7 : Eprouvette (16×32) 11

Figure I.8: Diagramme contrainte déformation du béton 12

Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier 13

Figure. II.1: Schéma du plancher a corps creux..... 15

Figure. II.2: Dimensions du corps creux..... 16

Figure II.3 Simple et double cloisons 17

Figure. II.4 Composants d'un plancher terrasse 18

Figure II.5 Plancher à corps creux 19

Figure II.6: composants de la dalle de terrasse..... 20

Figure II.7: composants de la dalle d'étage..... 21

Figure II.8 Dimensionnement de la poutre 21

Figure II.9 représentation du poteau le plus sollicite 25

Figure II.10 Coupe de voile en plan 30

Figure III.1.1Schéma statique..... 31

Figure III.1.2 l'acrotère 31

Figure III.1.3 Section de B.A a l'ELU 33

Figure III.1.4 Ferraillage de l'acrotère 37

Figure III.2.1 schématisation de la poutrelle avant coulage..... 38

Figure III.2.2 le choix de disposition des étaiements 39

Figure III.2.3 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU 44

Figure III.2.4 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU..... 44

Figure III.2.5 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS 45

Figure III.2.6 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU 46

Figure III.2.7 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU....46

Figure III.2.8 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS 47

Figure III.2.9 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU 48

Figure III.2.10 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU 48

Figure III.2.11 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS 49

Figure III.2.12 Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles à l'ELU 49

Figure III.2.13 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU 50

Figure III.2.14 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU 50

Figure III.2.15 Ferraillage des poutrelles en zone d'appui et en travée …….. 55

Figure III.2.16 Ferraillage des poutrelles en zone d'appui et en travée…….. 60

Figure. III.3.1: Représentation d'un escalier…… 62

Figure III.3.2: répartition des efforts…….. 64

Figure III.3.3 Dimensionnement de la poutre palière 68

Figure III.3.4: Ferraillage de la poutre palière ……..... 72

Figure IV.1 spectre de réponse..... 76

Figure IV.2 Dimension des poteaux 78

Figure IV.3 vue en 3D 79

Figure IV.4 disposition des voiles ……..... 79

Figure IV.5 Mode 1 translation suivant axe y 81

Figure IV.6 Mode 2 translation suivant axe x 82

Figure IV.7 Mode 3 rotation autour axe z 82

Figure IV.8 les forces agissent sur la stabilité au renversement 87

Figure IV.9 distribution des forces sismiques 88

Figure IV.10 concentration des forces sismiques aux étages suivant x 89

Figure IV.11 concentration des forces sismiques aux étages suivant y 89

Figure V.1.1 disposition des armatures pour les poutres 95

Figure. V.2.Ferraillages des poutres principales de rive de terrasse…… 103

Figure.V.3.Ferraillages des poutres principales de rive de l'étage courant…….. 103

Figure.V.4.Ferraillages des poutres principales intermédiaires de terrasse……..... 104

Figure. V.5.Ferraillages des poutres principales intermédiaires de l'étage courant…104

Figure. V.6. Figure V.6.Ferraillage des poutres secondaires…….. 104

Figure. V.7 .Définition de la zone nodale dans les poteaux…….……..... 105

Figure. V.8.Ferraillage poteaux (40*40)…… 111

Figure. V.9.Ferraillage poteaux (35*35)…….…….…… 111

Figure. V.10. Diagramme des contraintes (SPC)……..…….. 113

Figure. V.11.Diagramme des contraintes (SET)…….……..……113

Figure. V.12.Diagramme des contraintes (SEC)……..... 114

Figure. V.13. Disposition des armatures verticales dans les voiles….....….. 116

Figure V.14 disposition des armatures transversales (épingles)…….…… 120

Figure V.15 Moments et efforts tranchants dans les linteaux……..... 124

Figure V.16 Armatures du linteau selon le RPA 99……..…….. 124

Figure VI.1 Schéma des Semelles isolées sous poteaux 129

Fig. VI.2: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS…….. 130

Fig. VI.3: Schéma d'une semelle filante sous poteaux……..... 131

Fig. VI.4: Schéma d’une semelle filante sous voiles …….. 131

Figure VI.5.La charge répartie sur la poutre de libage……..... 136

Figure VI.6.Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures….. 136

Figure. VI.7: Ferraillage des longrines…… 141

Liste des symboles

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.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'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.

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.

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.

η: Coefficient de fissuration

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La Construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risqué naturels, tel que: les séismes, les volcans…etc. ET pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de master. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres: Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le deuxième chapitre on a fait un prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment.Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude sismique .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure. Nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

Références bibliographique

Documents réglementaires:

- Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.
- BAEL

Manuels techniques:

- cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »

Logiciels:

- SAP 2000 v16
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2010
- Microsof excel

I .Généralité

I.1. destination :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un ouvrage (RDC+R4+Sous-sol) en béton armé assuré par un contreventement mixte, à usage administrative (sous sol + RDC+3 étages courants) et habitation (étage courant).

Situation : L'ouvrage étudié est implanté à ALGER, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone **III**). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93et RPA 2003.

Description de l'ouvrage : L'ouvrage étudie est constitué d'un seul bloc ayant une forme rectangulaire comportant « 4 » niveaux sur un rez-de-chaussée et un sous-sol (R+4+S/S).

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2.1 Dimensions :

Tableau I.1 : dimensions du Bloc

Dimensions en plans	**Dimensions en élévation**
Langueur total =19.90m **Largeur total =15.05 m**	Hauteur totale du bâtiment : H=18.36 m Hauteur de l'étage courant: h=3.06m Hauteur de RDC:…… hr=3.06 m Hauteur de sous-sol:……..... hs=3.06 m

I.2.2 Système de contreventement :

Notre bâtiment a une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement autre que les portiques (notre contreventement est assuré par des voiles et portiques avec justification d'interaction portiques-voiles). Les voiles de contreventement doivent reprendre au

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

I.2.3 Planchers :

Nous avons adopté un seul type de plancher, dont le rôle est de résister aux charges verticales et de les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux : Plancher à corps creux.

I.2.4 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

• Murs extérieurs (double cloison) : Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm.

• Murs intérieurs (simple cloison) : une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.5 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

Son rôle est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

I.2.6 Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par deux escaliers droits à deux volées.

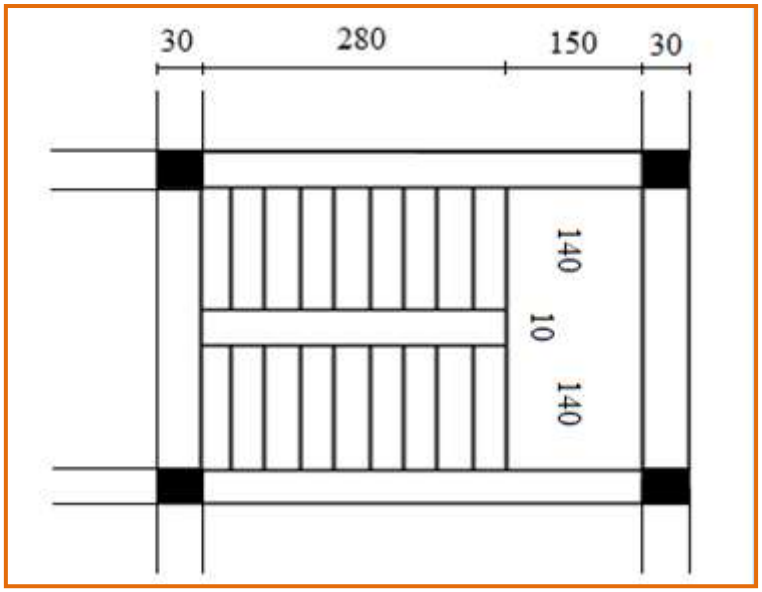


Figure I.1 escalier de deux volées

1.2.7 Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les bureaux; les halls et les escaliers
- 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.

1.2.8 L'infrastructure :

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

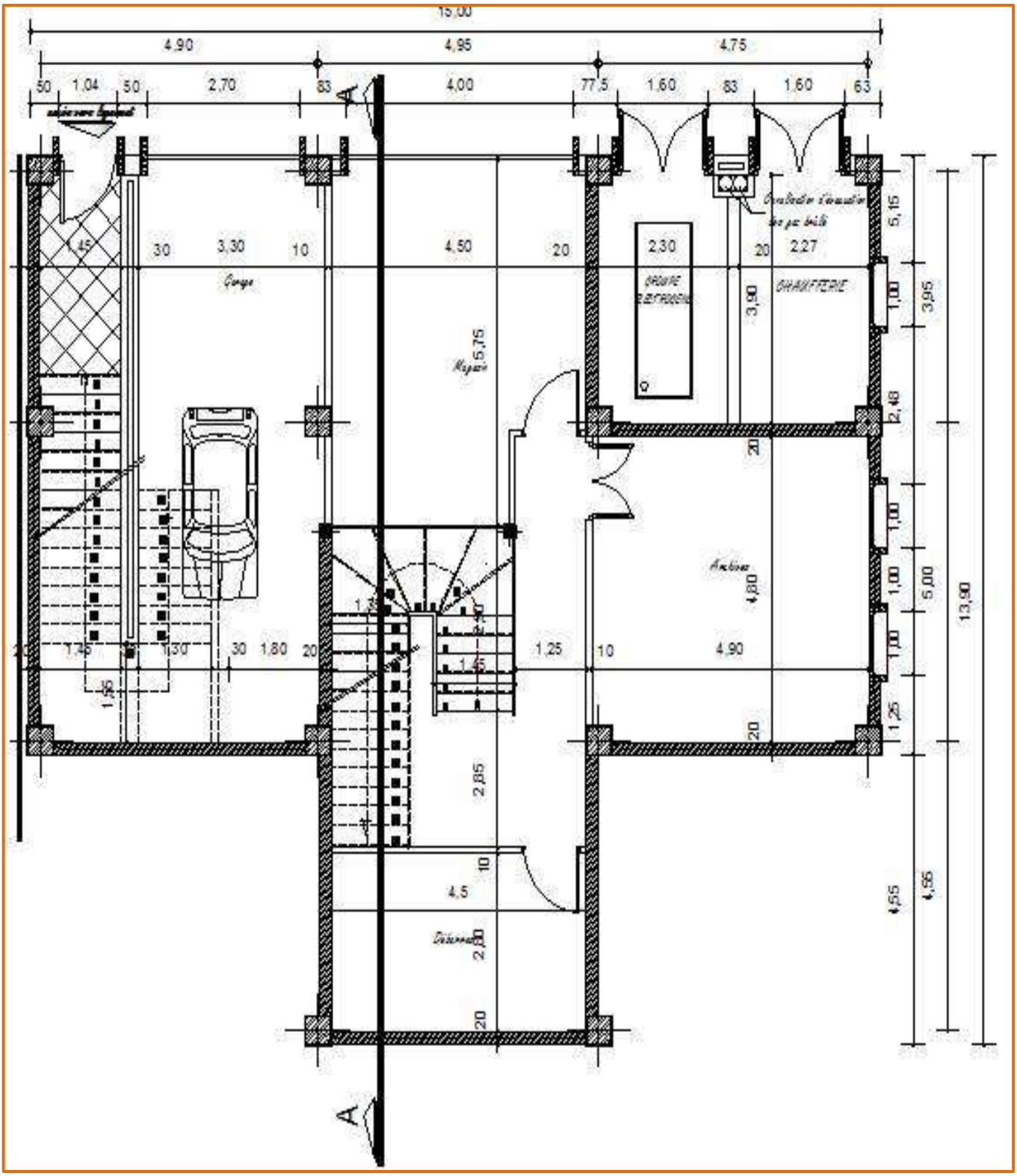


Figure I-2 : Plan du sous sol

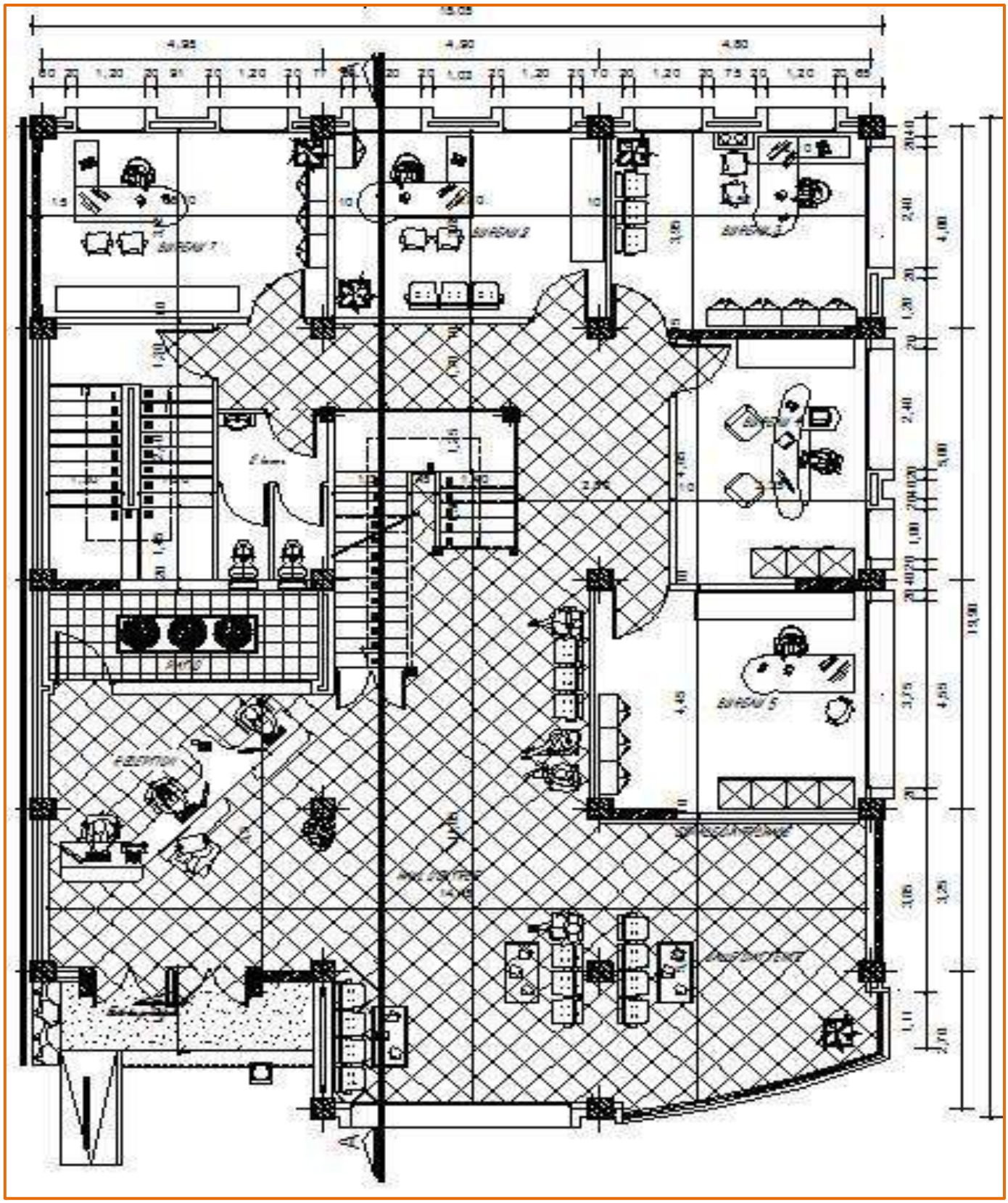


Figure I-3 : Plan du RDC

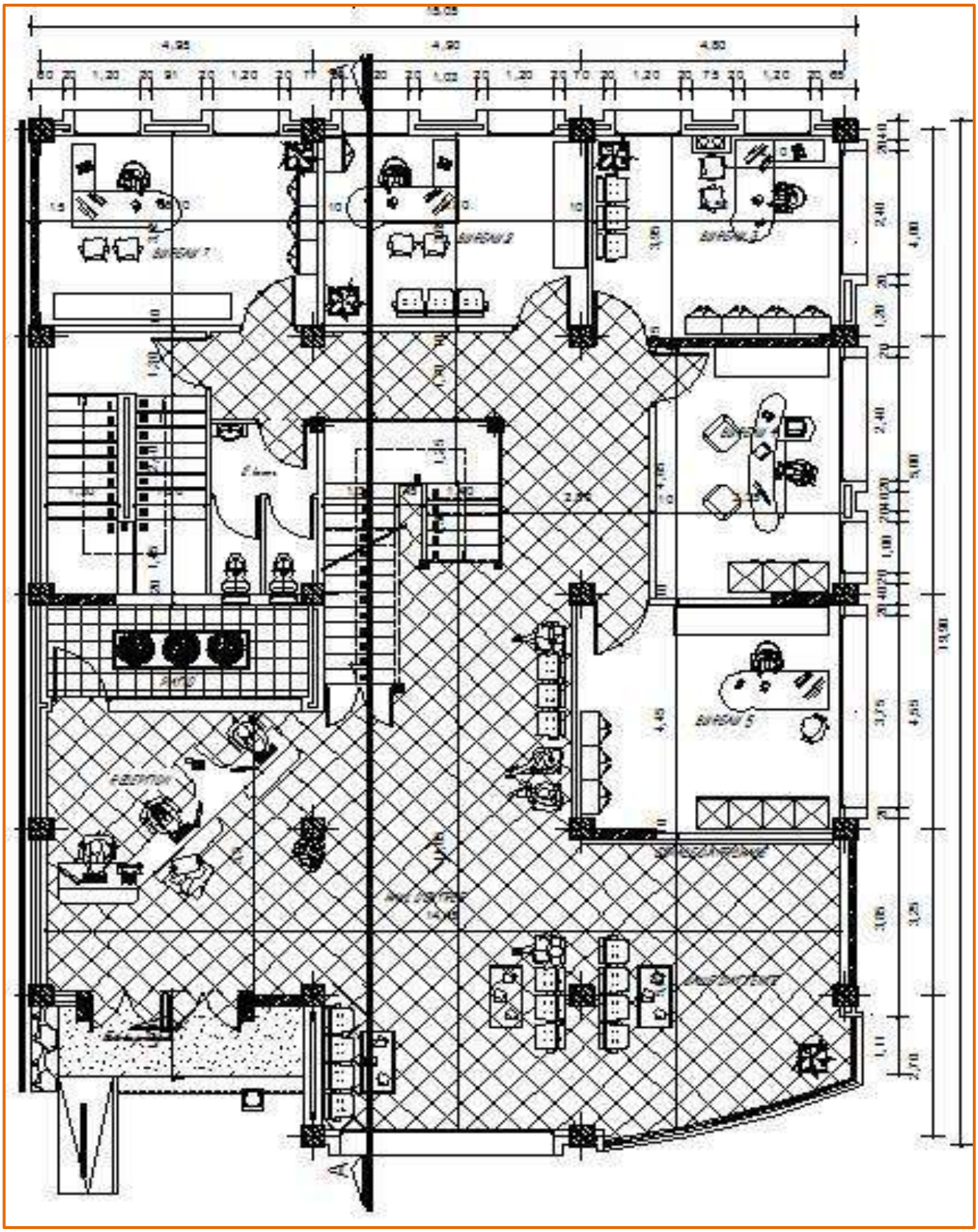


Figure I-4 : Plan d'étages courant

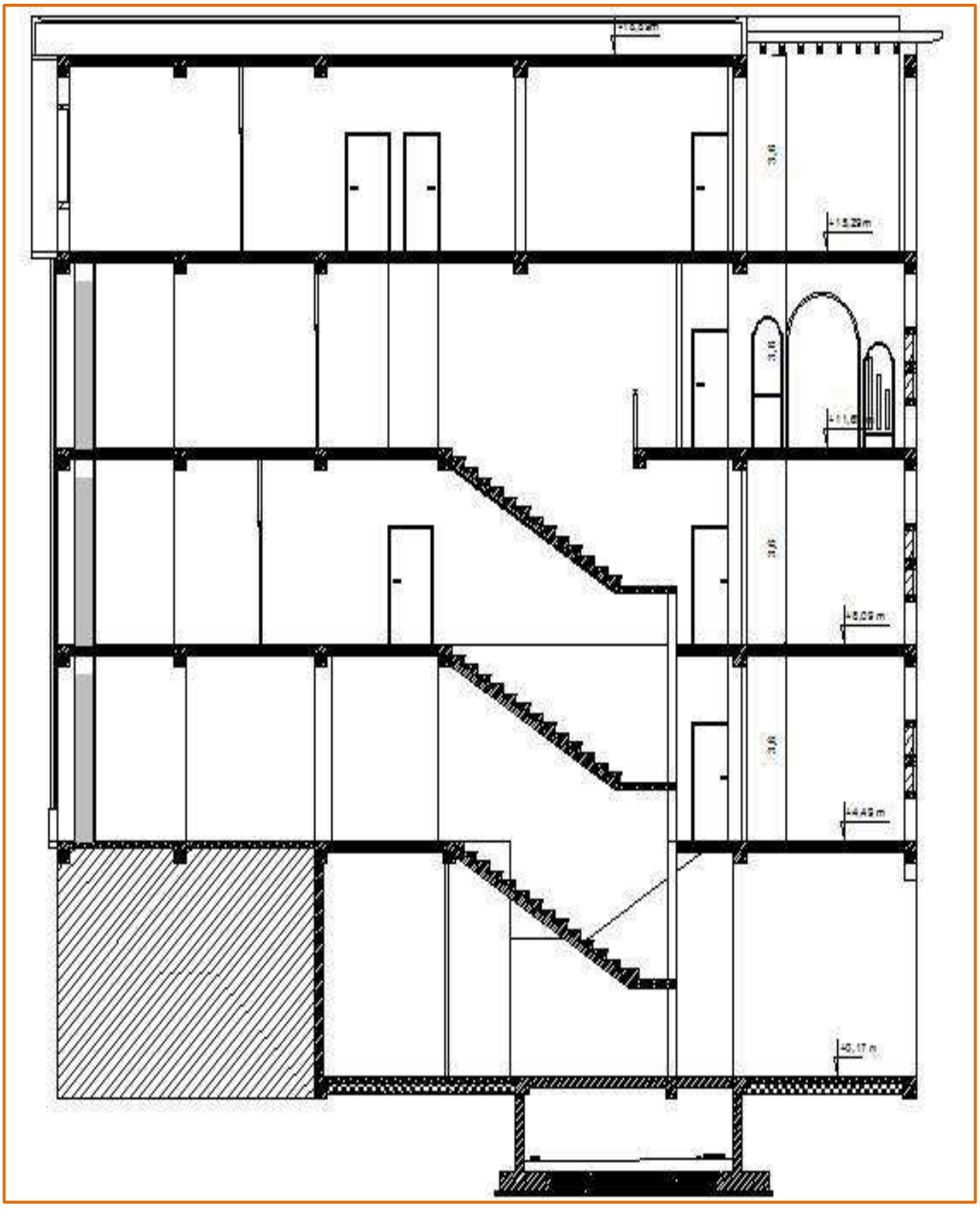


Figure I-5 : Coupe A-A



Figure I-6 : Façade principale

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1 Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau de gâchage.

I.3.1.1 caractéristiques du Béton :

• facile à fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier.

• bonne résistance aux actions climatiques.

• bonne résistance à la compression.

• faible résistance à la traction.

I.3.1.2 ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences Suivantes : • Résistance mécanique. • Imperméabilité à l'eau.

I.3.1.3Granulats :

le béton est constitué de deux types de granulats. • Sable de dimension inférieure à 5 mm. • gravier de dimension inférieur à 25mm (8/15 et 15/25).

I.3.1.4 Eau de gâchage :

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

I.3.1.5 Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités. A titre indicatif pour 1m3 de béton, on utilise environ 350 kg de ciment, 175 l d'eau, 500 kg de sables et 1100 kg de gravillons, ces proportions varient dans des faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.2 Béton armé :

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

I.3.2.1 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 traction.

I.3.2.2 Résistance caractéristique à la compression : CBA 93 Art [A.2.1.1.1]

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 (θ = 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 :

$F_{cj} = \frac{J}{4.76+0.83J} \times f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa

$F_{cj} = \frac{J}{1.4+0.95J} \times f_{C28}$ Pour $f_{c28} > 40$ Mpa

I.3.2. 3 Résistance caractéristique à la traction : CBA 93 Art [A.2.1.1.2] :

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 la relation:

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ Avec f_{tj} et f_{cj} en Mpa.

I.3.2.4 Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta l/l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δa " Raccourcissement longitudinal " Δl "), le coefficient de POISSON est pris égal à :
ν= 0,2 pour le calcul des déformations (ELS);
ν= 0 pour le calcul des sollicitations (ELU).

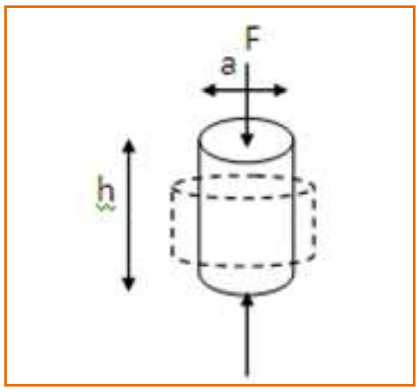


Figure I.7 : Eprouvette (16×32)

I.3.2.5 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 $(f_{cj})^{1/3}$ **CBA 93 Art [A.2.1.2.1]**

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 EVJ est pris égal à : $E_{vj}\,(Mpa) = \frac{E_{ij}}{3}$ soit :

$E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3}\,Mpa$ **CBA 93 Art [A.2.1.2.2]**

I.3.3 Acier :

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

I.3.3.1 Types d'acier :

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

Nature	**Utilisation**	Nuance	**Diamètre (mm)**	F_e **(Mpa)**
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\emptyset 6\ et\ \emptyset 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥10	400
Treillis **soudé**	**Table de compression**	**TLE 520**	$0 \leq \emptyset \leq 6$	520

I.3.3.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier : CBA 93 Art [A.2.2.1]

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

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. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - ✓ Equilibre statique.
  - ✓ La résistance de l'un des matériaux.
  - ✓ La stabilité de forme.
- Etat limite de service (E.L.S) est définie compte-tenu:
  - ✓ Conditions d'exploitation.
  - ✓ La durabilité.

➢ E.L.U de résistance : CBA 93 Art [A.4.3.4.1]

1. Contrainte du béton en compression :

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

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule

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

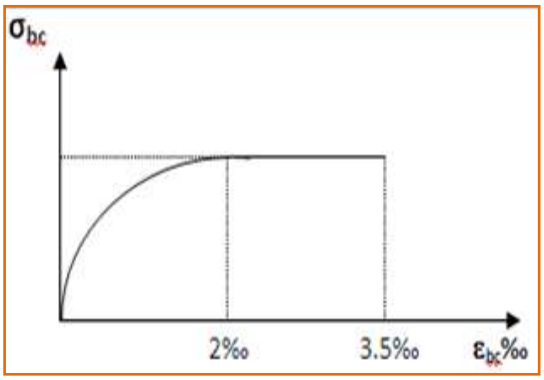


Figure I.8: Diagramme contrainte déformation du béton

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

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

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

θ =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 :
  $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5\ Mpa\right)$
- Fissuration préjudiciable ou tés préjudiciable : $\overline{\tau_u} = min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 0.4\ Mpa\right)$

3. Contrainte limite de l'acier: CBA 93 Art [A.2.2.2]

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

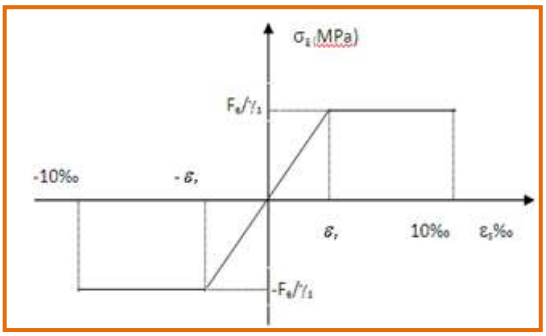


Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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

Avec :

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité $\begin{cases} 1.5\ situation\ durable \\ 1\ situation\ accidentelle \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ε_l: Allongement ou raccourcissement limite.

$\varepsilon_s = S.F_e/\gamma_s.E_s$ 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 : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{cj}$

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
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = min\left[2f_e/3\,;\,110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = min\left[f_e/2\,;\,90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [Mpa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28}=25MPa
f_{t28}=2.1MPa
E_{i28}=32164.2MPa
E_{v28}=10819MPa

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

$\overline{\tau_u}$=$\begin{cases} 3.5\ Mpa\ fissuration\ peu\ nuisible \\ 2.5\ Mpa \quad fissuration\ préjudiciable\ ou\ trés\ préjudiciable \end{cases}$

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

FeE400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales
FeE235, fe = 235MPa : Pour les armatures transversales

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

Introduction :

Le but de pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts, ces dimensions sont choisies selon les recommandations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment, à savoir :

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

II.1-LES PLANCHERS :

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

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

II.1.a- Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :**(L/25) ≤ht≤(L/20)**

Avec : L : longueur max de poutrelle de nue en nue.

L = 4.95 m d'où alors 19.80 cm ≤ ht ≤ 24.75 cm

On adoptera **ht =20 cm** telle que : ht = d + e

d= 16cm (hauteur de plancher).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc : **ht = (16+4) cm**.

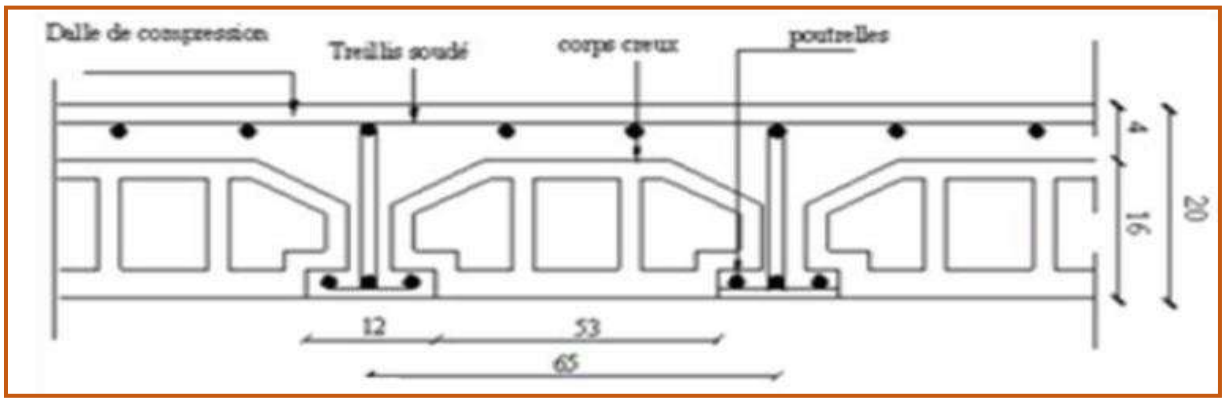


Figure. ll.1 : Schéma du plancher a corps creux

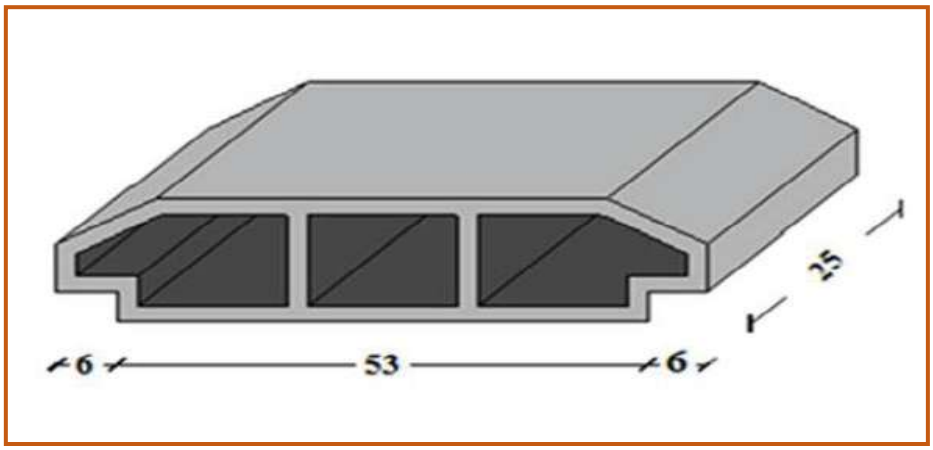


Fig. II.2 : Dimensions du corps creux.

II.1.b- Dalle pleine :

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

i) Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…. [CBA 93]

$(Lx/45) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$

- dalle reposant sur deux appuis :

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

Où : ép : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii) Sécurité contre l'incendie :

ép = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
ép = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

iii) condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm.

- Critère de résistance :
  $540/50 \leq ep \leq 540/40 \Rightarrow 10.8 \leq ep \leq 13.5$

- La sécurité contre l'incendie : ép = 11cm

- Condition d'isolation acoustique : ép = 15 cm

Conclusion : Pour la dalle plaine on adoptera : **(ép = 15cm)**

II.2- Evaluation des charges et surcharges :

II.2.1. Maçonnerie :

II.2.1.a Murs intérieurs (simples-cloisons) :

Tableau II.2.1 charges permanentes du mur simple cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.04	18	0.72
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
Charges permanentes G				**1.62**

II.2.1.b-Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

Tableau II.2.2 charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
2	Brique creuse	0.10	09	2×0.90
3	Lame d'aire	0.10	/	/
Charge permanente G				**2.72**



Figure II.3 Simple et double cloisons

II.2.2-plancher terrasse :

II.2.2. a-charges permanentes : DTR.BC.22

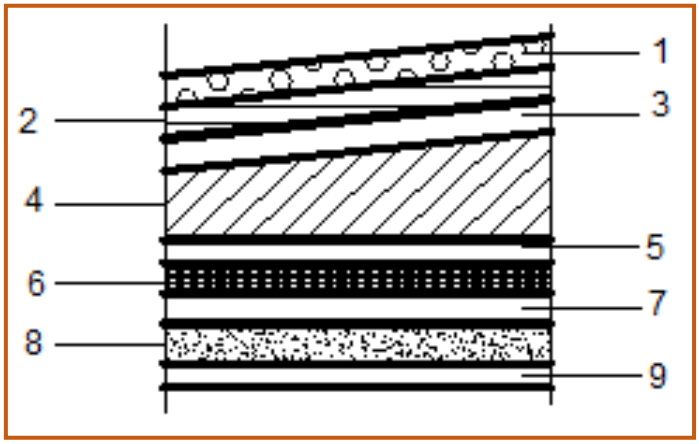


FIGURE II.4: Constitution d'un plancher terrasse à corps creux

Tableau II.2.3 charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

N	**Composants**	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Papier kraft	/	/	0.05
04	Forme de pente	0.10	22	2.20
05	Film polyane	/	/	0.01
06	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
07	Pare vapeur	0.01	6	0.06
08	Plancher (16+4)	0.16+0.04	/	2.80
09	Enduit de ciment	0.02	0.36	
Charge permanente G				**6.60**

II.2.2.b surcharges d'exploitation : DTR.BC.22

Le plancher terrasse est inaccessible : **Q = 1 KN/m^2**

II.2.3- Plancher courant :

II.2.3.a-Charges permanentes : DTR.BC.22

Tableau II.2.4 charges permanentes du plancher courant

(Corps creux)

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Carrelage	0.02	22.00	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
03	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
04	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
05	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
06	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

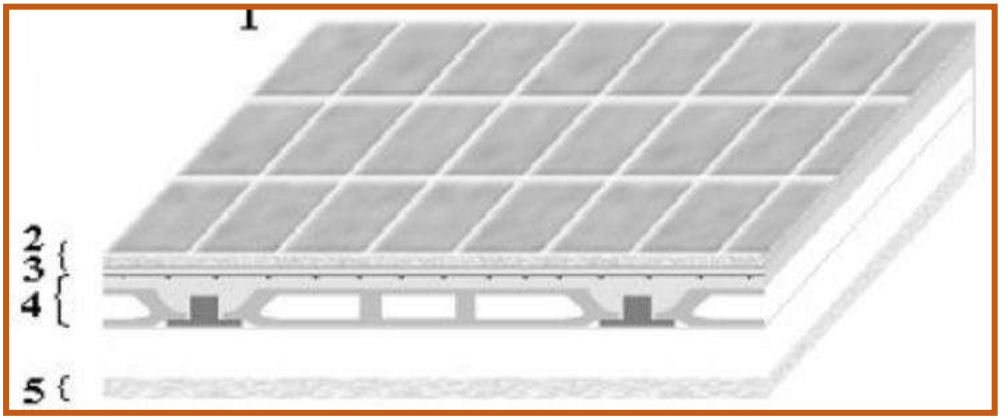


Figure II.5 Plancher à corps creux

II.2.3.b-surcharges d'exploitation : DTR.BC.22

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5 KN/m^2.**

Le R.D.C à usage administratif **Q = 4 KN/m^2.**

II.2.4. Dalle pleine :

II .2.4.a. Terrasse

Tableau II.2.5 : Charge permanente terrasse

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids surfacique(KN/m2)
01	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1
02	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
03	Papier kraft	-	0.05
04	Forme de pente	0.1	2.20
05	Film polyane	-	0.01
06	Liège (isolation thermique)	0.04	0.16
07	Pare vapeur	0.01	0.06
08	Dalle pleine	0.15	3.75
09	Enduit de ciment	0.02	0.36
		G	**7.71**

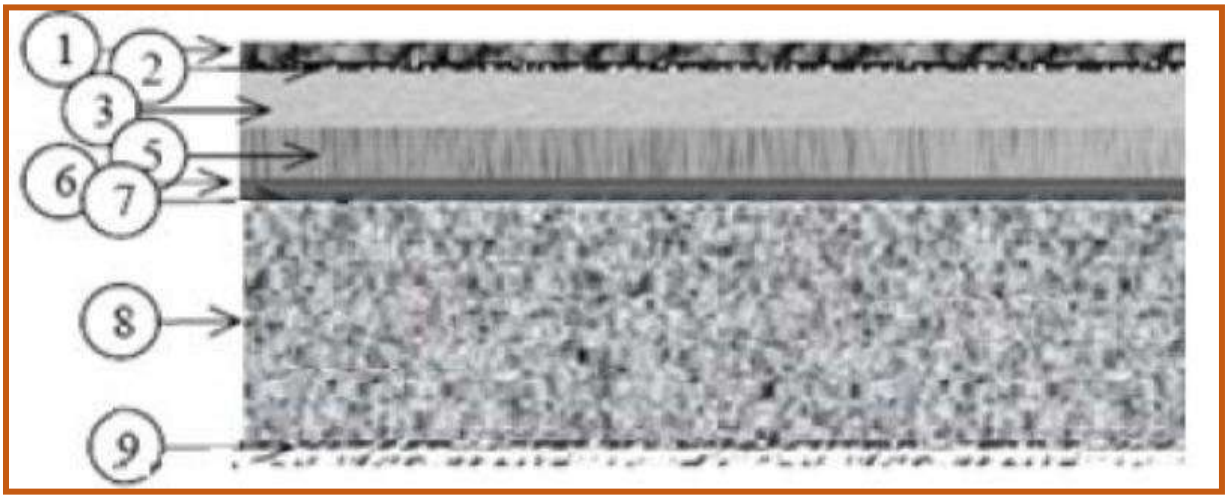


Figure II.6: composants de la dalle de terrasse

II.2.3.b. Etage :

Tableau II.2.6 : Charge permanente de la dalle d'étage

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Carrelage	0.02	22.00	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
03	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
04	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
05	Enduit de ciment	0.02	18.00	0.36
Charge permanente G				**5.49**



Figure II.7 : composants de la dalle d'étage

II.3. Les portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les Poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

A)-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).

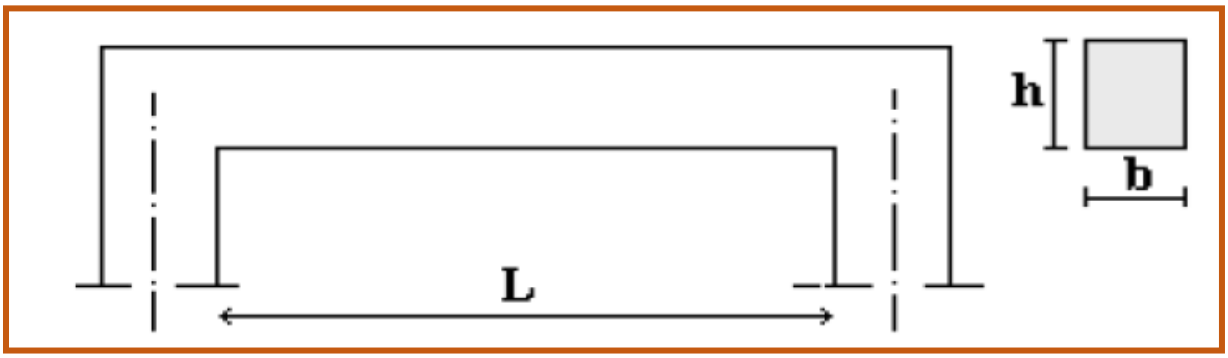


Figure II.8 Dimensionnement de la poutre

- ✓ b : largeur de la poutre.
- ✓ h: hauteur totale de la poutre.
- ✓ L : 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 III sont :

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5+b1

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

Tableau II.3.1 : prédimensionnement des poutres

	Poutre principale	**Poutre secondaire**
Condition de résistance	Lmax= 5 m ⇒ 33.33cm ≤ h ≤50cm on adopte h = 40 cm ⇒13.5cm ≤ b ≤31.5cm on adopte b = 30 cm	Lmax = 4.95 m ⇒ 33 cm ≤ h ≤49.5cm on adopte h = 35 cm ⇒10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte b =30 cm
Vérification selon RPA 99 v 2003	h=40cm≥30cm **oui** b=30cm≥20cm **oui** h/b=1.5 ≤4 **oui**	h=35cm≥30cm **oui** b=30cm≥20cm **oui** h/b=1.16≤ 4 **oui**
Condition de rigidité H / l ≥ 1/16	(h/L=0.080)≥(1/16=0.0625) (condition vérifié)	(h/L=0.0707)≥(1/16=0.0625) (condition vérifié)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30 cm	h = 35 cm ; b = 30 cm

B)- Prédimensionnement des poteaux :

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

Pour le Pré dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation; donc le poteau sera redimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

1. Etapes de Prédimensionnement :

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

Selon les conditions de RPA.99 version 2003 :
Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :
- Min (b1, h1) ≥30cm
- Min (b1, h1) ≥ he/20
- 1/4 ≤ b1/h1 ≤4

2 .Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicite est (D-7)

3. Dimensions des poteaux :

- MIN (b1, h1) ≥ 30cm

Tableau II.3.2 : prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		4^{eme}	3^{eme}	2^{eme}	1^{er}	RDC	S-sol
Dimension du poteau	b 1 (cm)	35	35	35	35	40	40
	h 1 (cm)	35	35	35	35	40	40

4 .Calcul de la longueur de flambement L_f:

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

- $0.7\times L_0$: si le poteau est a ses extrémités :

• Soit encastré dans un massif de fondation.

• Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considère et le traversant de part en part.

- L_0 : dans les autres cas.

Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau II.3.3 : détermination de la longueur de flambement

	Dimension du poteau	L_f	i= $\frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
le 4 eme étage	35*35	2.14	0.09	24.73
le 3 eme étage	35*35	2.14	0.09	24.73
le 2 eme étage	35*35	2.14	0.10	21.20
le 1 er étage	35*35	2.14	0.10	21.20
le RDC	40*40	2.14	0.10	21.20
Sous sol	40*40	2.14	0.12	18.55

5 .Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

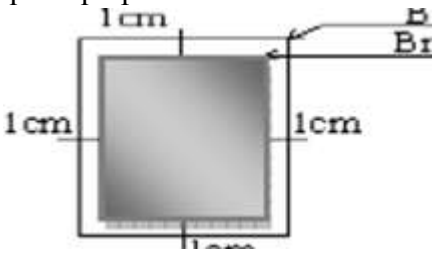
L'effort normal admissible est :

$$N_{ultim} \leq \left(\frac{Br\ f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)a$$

A : la section d'acier comprime prise en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

a : coefficient fonction de l'élancement mécanique l qui prend les valeurs suivantes :



$$\begin{cases} a = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} & pour\ \lambda \leq 50 \\ a = 0.6\frac{50^2}{\lambda} & pour\ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$**:**C'est l'élancement mécanique

L*f*=0.7 L0 **:**C'est la longueur de flambement

$\boldsymbol{i} = \sqrt{\frac{\mathbf{I_{min}}}{\mathbf{s}}}$: C'est le rayon de giration, ou :

$i = \frac{b}{\sqrt{12}} I = \frac{h \times b^2}{12}$ (Poteau carré)

Tableau II.3.4: calcule de $\overline{Nu}$

	Dimension du poteau (cm×cm)	B_r (mm^2)	λ	α	A= $\frac{B}{1000}$ (cm^2)	$\overline{Nu}$ (KN)
Le 4 eme étage	35*35	784	24.73	0.773	0.90	1146.20
3 eme étage	35*35	784	24.73	0.773	0.90	1146.20
2 eme étage	35*35	1089	21.20	0.792	1.23	1630.72
1 er étage	35*35	1089	21.20	0.790	1.23	1630.72
RDC	40*40	1089	21.20	0.790	1.23	1630.72
S-sol	40*40	1444	18.55	0.800	1.60	2196.85

6. Détermination des charges et surcharges :

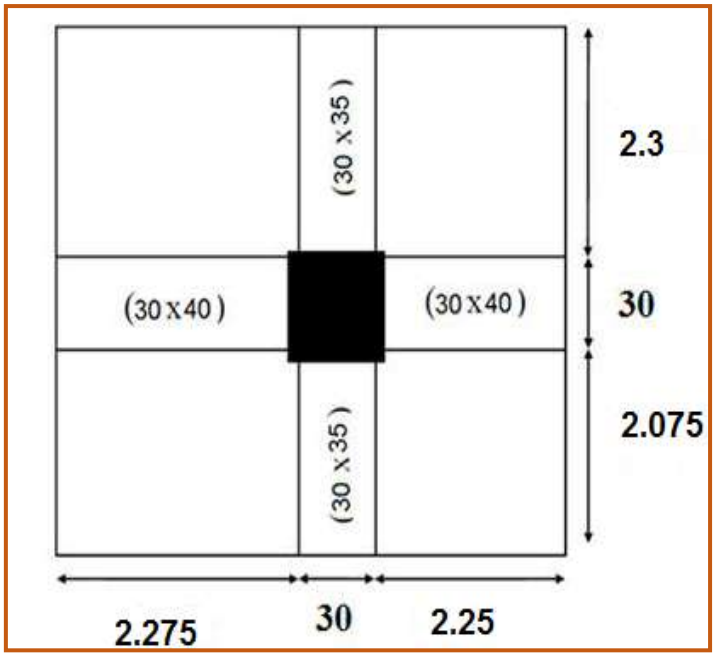


Figure II.9 représentation du poteau le plus sollicite

- Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (2.275+2.25) x (2.3+2.075) → S_p **=19.80m^2**

- Surface totale:

St=4.775 x4.925⇨**St=23.52m^2**

II.4. Descente des charges :

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

II.4.1. Charges Permanente :

- Niveau ($3^{éme}$,$4^{éme}$ étage)

Plancher :
$G_{palncher}$ = 6x 19.80 = **118.8 KN**

Poutres :

1-Pp :

G = 25x [(2.275+2.25) x0.30 x0.35] **= 11.88 KN**

2-ps:

G= 25x [(2.075+2.3) x0.30X0.40] = **13.12 KN**

Poteau :

G= 0.35x 0.35x 3.06x 25=**9.37 KN**

$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

G= 118.8+11.88 +13.12+9.37=153.17KN

- Niveau (1^{er}.$2^{éme}$ étage) :

Plancher :
$G_{palncher}$ = 6 x 19.80 = **118.8 KN**

Poutres :

1-Pp :

G = 25x [(2.275+2.25) x0.30x0.35] **= 11.88 KN**

2-ps:

G= 25x [(2.075+2.3) x0.3X0.40] = **13.12 KN**

Poteau :

G= 0.35x 0.35x 3.06x 25= **9.37 KN**

$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

G=118.8 +11.88 +13.12 +9.37 = 153.17 KN

- Niveau (RDC)

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 19.80 = **118.8kN**

Poutres :

1-Pp :

G = 25x [(2.275+2.25) x0.30x0.35] **= 11.88 KN**

2-ps:

G= 25x [(2.075+2.3) x0.3X0.40] = **13.12 KN**

Poteau :

G= 0.40x 0.40x 3.06x 25= **12.24KN**

$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

G= 118.8+11.88+13.12+12.24= 156.04KN

- Niveau (S.SOL)

Plancher :

$G_{palncher}$ = 6 x 19.80 = **118.8kN**

Poutres :

1-Pp:

G = 25x [(2.275+2.25) x0.30x0.35] **= 11.88 KN**

2-ps :

G= 25x [(2.075+2.3) x0.3X0.40] = **13.12 KN**

Poteau :

G= 0.40x 0.40x 3.06x 25= **12.24KN**

$G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

G= 118.8+11.88+13.12+12.24= 156.04KN

Tableau II.4.1: calcule de charges permanentes

Etage	G_{planch} (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{Ps} (KN)	G_{Pp} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
4 eme étage	118.8	9.37	13.12	11.88	153.17	153.17
3 eme étage	118.8	9.37	13.12	11.88	153.17	306.34
2 eme étage	118.8	9.37	13.12	11.88	153.17	459.5
1 er étage	118.8	9.37	13.12	11.88	153.17	612.68
RDC	118.8	12.24	13.12	11.88	156.04	768.72
S-sol	118.8	12.24	13.12	11.88	156.04	924.76

II.4.2. 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 charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Loi de dégression :

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

Avec :

- n:Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs .

Plancher terrasse : Q_0=16 x 1= **16 KN**

Plancher 3eme étage : $Q_0 + Q_1$= 16+ 24= **40KN**

Plancher 2eme étage : Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) =16+0.95(24) x2= **61.6KN**

Plancher 1er étage : Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 16+0.9(24) x 3= **80.8KN**

Plancher du RDC : c'est un plancher à usage commercial où la méthode consiste à garder sa charge d'exploitation sans réduction.

RDC : Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 16+0.85(24)4**= 97.6KN**

S.SOL : Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) + Q_5 = **156.8KN**

Tableau II..4.2: Tableau des charges d'exploitation

		Q(KN)	n	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
Terrasse	$Q_0 =$	23.516	12		23.516
3 eme étage	$Q_1 =$	35.275	1	1	58.792
2 eme étage	$Q_2 =$	35.275	3	0.95	90.539
1 er étage	$Q_3 =$	35.275	4	0.9	118.760
RDC	$Q_4 =$	35.275	5	0.8	136.397
S-sol	$Q_5 =$	35.275	6	0.75	155.799

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} \text{Nu} = 1.35\text{G} + 1.5\text{Q} \\ \overline{N_n} = \text{Nu} + 10\%\text{Nu} = 1.1\ \text{Nu} \end{cases}$$

Tableau II.4.3: Tableau de vérification

Niveau	G_{cumule} (KN)	Q_{cumule} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)(mm^2)	1.1Nu≤ $\overline{Nu}$
4 eme étage	169.05	23.516	263.492	289.842	1146.202	Cv
3 eme étage	325.681	58.792	527.858	580.644	1146.202	Cv
2 eme étage	484.518	90.539	789.910	868.901	1630.721	Cv
1 er étage	643.355	118.760	1046.670	1151.337	1630.721	Cv
RDC	802.192	136.397	1287.556	1416.312	1630.721	Cv
S-sol	958.291	155.799	1527.393	1680.132	2196.845	Cv

II.5. Vérification selon le RPA99v2003 : [Art 7.4.1]

D'après le RPA99v2003 (**zone III**), les causes suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.5.1 : vérifications de coffrage des poteaux

Condition a vérifié	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (3.06 - 0.40)/20=16.70cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.6. Pré dimensionnement 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 sa contraire, ces éléments sont considères comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003**[Art 7.4.1]**, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre aux extrémités.

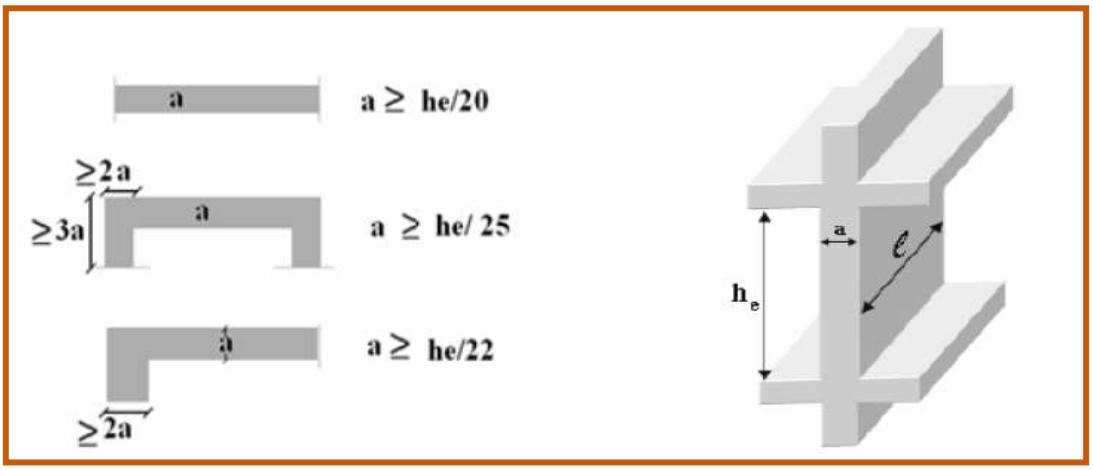


Figure II.10 Coupe de voile en plan

Pour notre structure:

- he = 3.06 – 0.35 = 2.71 m
- a ≥Max(15cm ; he/25 ; he/22 ; he/20)
- a ≥Max (15cm ; 11.04 ; 12.54; 13.8)
- a ≥ 15 cm

- on adopte : **a = 15 cm**

Les voiles de sous-sol, servent comme de soutènement au sol, ils sont appuies sur les quatre cotes, ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

Tableau II.6.1 : Détermination des sections des voiles :

Etage	Sous-sol	R.D.C	1	2	3	4
L'épaisseur	15	15	15	15	15	15

III .1.l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

- **Principe de calcul :**

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.
Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur et 60 cm de hauteur.
La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

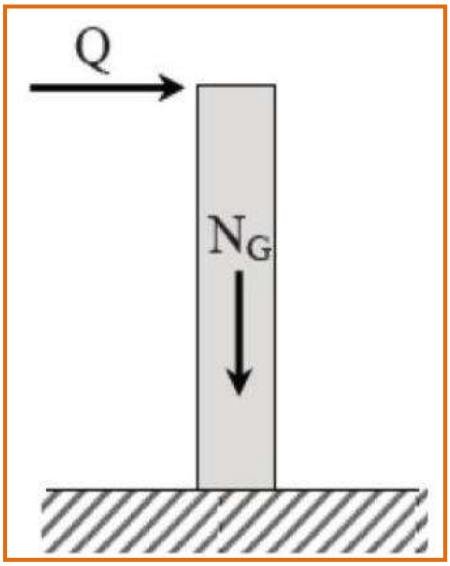


Figure III.1.1 Schéma statique

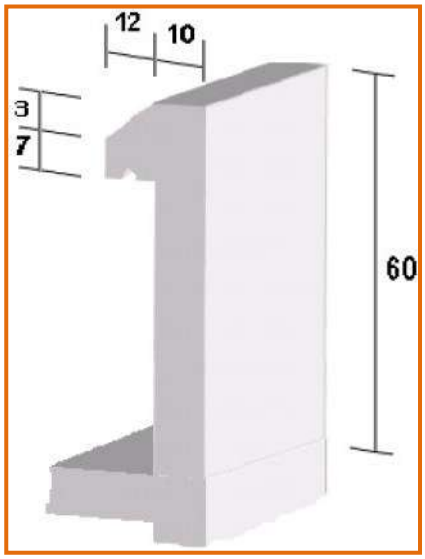


Figure III.1.2 l'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1.1 Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+((0.03*0.12)/2)]*25*1 = 1.755
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau III.1.2 Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (KN)	**2.369**	**1.755**
Effort tranchant : Tu (KN)	**1.5**	/
Moment d'encastrement : Mu(KN.m)	**0.9**	**0.6**

III.1.3. Calcul du ferraillage :

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

Tableau III.1.3 Les données

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

III.1.3.a. A E L U :

➢ Calcul de l'excentricité :

A l'attention de : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.369}$ $\Longrightarrow$ $e_0 = 37.99\ cm$

Où l'enrobage est: c= c' = 2,5cm

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

On a une section partiellement comprimée.

➢ Calcul le moment de flexion :

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

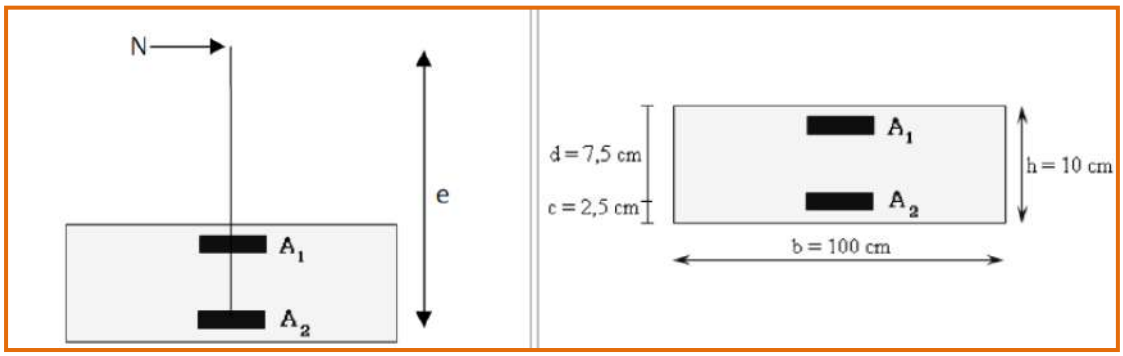


Figure III.1.3 Section de B.A a l'ELU

$e = e_0 + (h/2-c) \Rightarrow e = 40.49$ cm.

$M1 = N \times e \Rightarrow M1 = 0.959$ KN.m.

- **Calcul des armatures verticales:**

Le calcul se fera en flexion :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu = 0.012$$

$\mu = 0{,}012 < \mu_1 = l = 0{,}392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0{,}992 \end{cases}$

Donc :

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = A_1 = 0.370 \text{ cm}^2$$

Et : A'=A'$_1$ A'=0 cm^2

Donc : $\begin{cases} A_2 = 0.302 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ Condition de non fragilité :

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

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

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm^2

❖ Armatures de répartitions :

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

Donc, on prendra : A_r = 3 HA 8 = 1.50 cm²

❖ Espacement :

S_t=25 cm ≤ $S_{min} = min[3h = 30\ cm\ ; 33\ cm\ ] = 30\ cm$ cv

$S_{rep} = 15\ cm \leq S_{min} = min[4h = 40\ cm\ ; 45\ cm] = 40\ cm$ cv

III.1.3.b. Vérification a l'E.L.S :

Données :N_{ser}=1.755 KN

M_{ser}=0.6 KN.m

❖ Calcul de l'excentricité :

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

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

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 v_2}$

Où : $B_0 = b \times h + 15\ (A + A') \Rightarrow B_0$= 1060.30cm^2

$v_1 = \frac{1}{B_0} + [\frac{bh^2}{2}\ 15\ (A'c + Ad)\ ]$ =4.731 cm

$v_2 = h - v_1 \Longrightarrow v_2$=5.269 cm

$I = \frac{b}{3}\ (v_1^3 + v_2^3) + 15[A(v_2 - c)^2 + A'(v_1 - c)^2$

I=85.13.68 cm^4

Alors: $\frac{I_G}{B_0 \times V_2} = 1.677$

Donc :$e_0 = 34.19\ cm > \frac{I_G}{B_0 \times V_2} = 1.677\ cm$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$

$\sigma_b = k.y_1$

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

On va calculer y^2 a l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py^2 + q = 0$ ……. '*'

tq y^2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$P = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - c)$

$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90(d - c)^2$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc "C=h/2-e=-29.19 cm< 0.

❖ Application numérique :

$\begin{cases} p = -2541.621\ cm^2 \\ q = +48893.3202 cm^2 \end{cases}$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2541.621\,y_2 + 48893.3202 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85 * 10^7 0 \Rightarrow \begin{cases} cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.991 \Rightarrow \varphi = 172.30° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 58.21 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} acos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 31.33\ cm \\ acos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -58.15\ cm \\ acos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 26.82\ cm \end{cases}$

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 : $\begin{cases} y_2 = 31.33cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.14\ cm \end{cases}$

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

$S_{xx'} = 36.971\ cm^3$

$k = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36971} = 0.0475\ N/mm^3$

$\sigma_b = k y_1 = 0.0475 * 21.4 = 0.102\ MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 * 0.0481 * (75 - 20.1) = 38.19\ MPa$

$\bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\ MPa\ ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 200.575\ MPa$

$\sigma_s = 98.19\ MPa < \bar{\sigma}_s = 200.575\ MPa$

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

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

$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 * 0.075} = -11.83KN$

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

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

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

- Fp = 4.A.Cp.Wp. **(R.P.A Art.6.2.3)**

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

$$F_P = 4 * 0.25 * 0.8 * 1.755 = 1.404\ KN$$

$F_P = 1.404\ KN\ < T = 1.5\ KN$ **(Condition vérifié)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

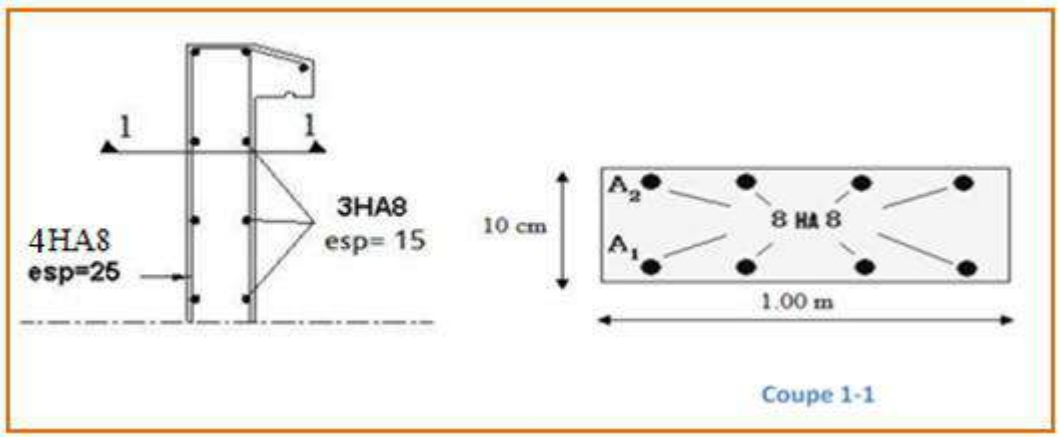


Figure III.1.4 Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher a corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilise dans les bâtiments d'habitation, il est constitue de:

• Poutrelles préfabriquées en béton arme, 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 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coule sur place).

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

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

III .2.1. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant a chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée.

On a deux types de poutrelles le premier type a quatre travées et l'autre deux travées, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Apres coulage.

III.2.1.1. 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 a son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN ou (0.5*L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

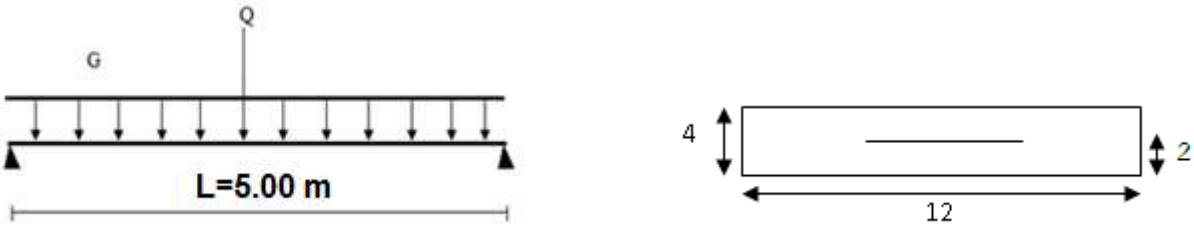


Figure III.2.1 schématisation de la poutrelle avant coulage

Tableau III.2.1 les charges de la poutrelle avant collage

travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
3.45	Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée] =2.475	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 donne :

Tableau III.2.2 Calcul des moments

Mg(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_u(KN.m)
$\frac{G\,L^2}{8} = 2.358$	$\frac{Q\,L}{4} = 3.061$	$1.35M_G+1.5M_Q=7.778$

$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{7.778*10^6}{14.2*120*20^2} = 11.41 \Rightarrow \mu_{max} = 0.392$

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

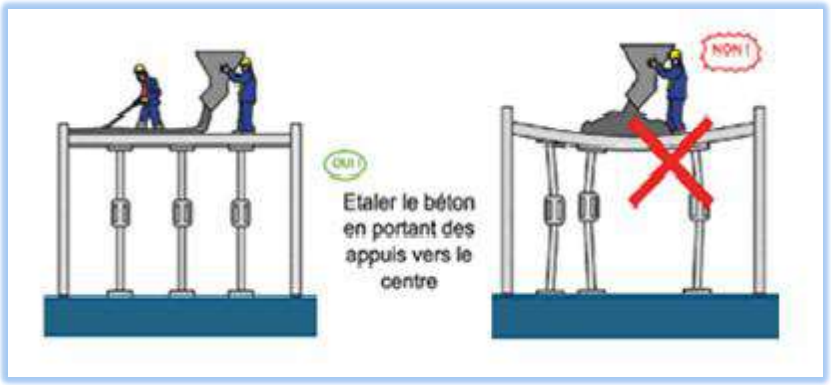


Figure III.2.2 le choix de disposition des étaiements

Cette valeur de μ=5.53 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'ou : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est détermine de façon a éliminé le risque de déformation.

III.2.1.2 Après coulage :

G= poids propre de poutrelle + poids de corps creux

G=0.12+ (6*0.2*0.65)=0.77kN/ml

Q =1*0.65=0.65 KN/ml

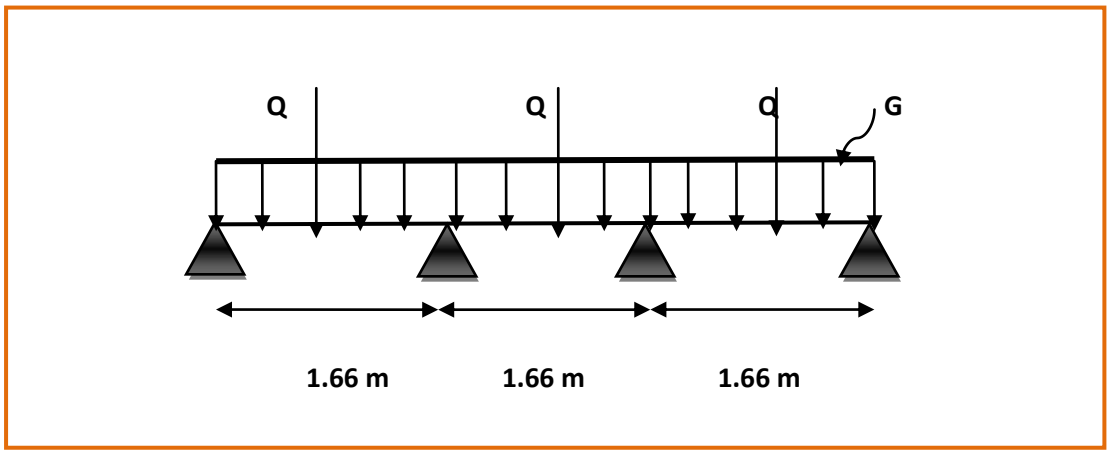
$f = \frac{2.05(G+Q)l^4}{384.E.I}$ Pour la poutre continue

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

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

Nombre des étaiements	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	f ≤ $\bar{f}$
0	0.9	2.475	4.38	17.925	0.876	cnv
1		1.237	2.19	1.120	0.438	cnv
2		1	1.46	0.221	0.292	cv

On place 2 étaiements à une distance L=1.46m.



Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue, ce qui conduit vers l'étude des deux types de poutrelles.

La poutrelle la plus sollicitée est celle de l'étage courant, le calcul commencera donc de ce plancher et les résultats ainsi obtenus seront adoptés aux autres niveaux.

III.2.1.2.1.Méthode de calcul :

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire qui est applicable car les conditions d'applications de cette méthode sont vérifiées.

III.2.1.2.2.Conditions d'application :

1- $Q = 4KN/m \leq Min\begin{cases} 2.G = 2 \times 6.60 = 13.2\ KN/m^2 \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$ **(condition vérifier)**

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées, le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". **(Condition vérifier)**

3- La fissuration doit être peu nuisible. **(Condition vérifier)**

III.2.1.2.3.Exposé de la méthode :

M_0: moment isostatique ;

M_t: moment en travée ;

M_w: moment en valeur absolue sur l'appui de gauche ;

M_e: moment en valeur absolue sur l'appui de droite.

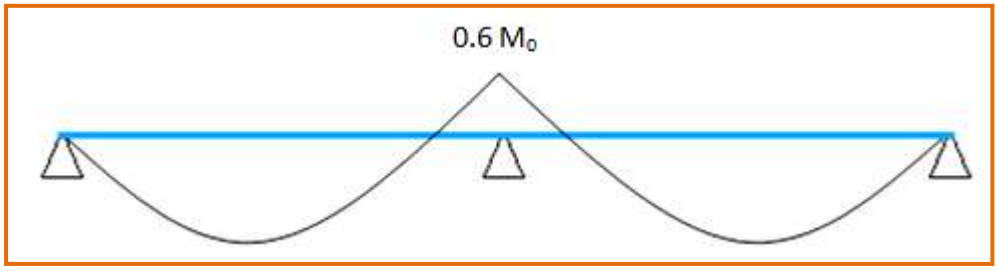
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

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

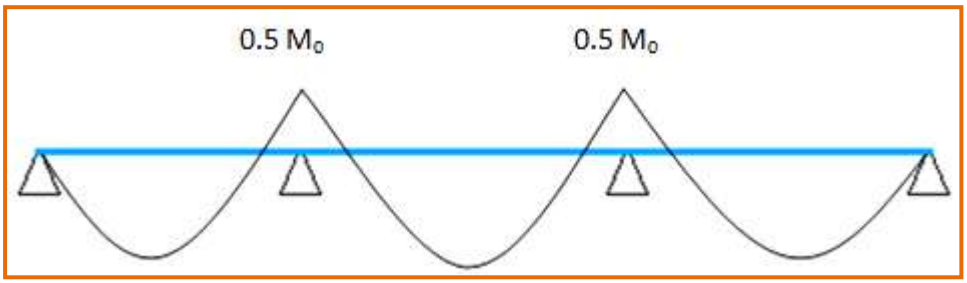
$$2) M_t \geq M_{Max}\begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2}M_0 \ \ Si\ la\ travée\ est\ de\ rive \\ \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \ \ Si\ la\ travée\ est\ \text{int}ermédiaire \end{cases}$$

Les moments d'encastrement des appuis :

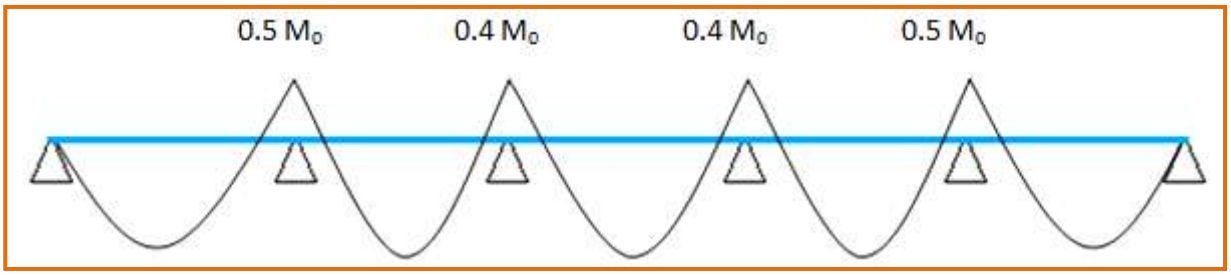
- $M_a \geq 0.6\ M_0$ cas des poutres à deux travées



- $M_a \geq 0.5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées



- $M_a \geq 0.4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées



Remarque :

1) M_0 : moment isostatique $(M0 = \frac{PL^2}{8})$
2) Dans les expressions ci-dessus les moments M_w et M_e sont pris en valeur absolue.
3) Sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.
4) Si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi- encastrement avec un moment $(M_a = 0.2M_0)$.
5) L'effort tranchant est égale :

$$T_w = \frac{PL}{2} + \left(\frac{M_{w-M_e}}{L}\right)$$

$$T_e = -\frac{PL}{2} + \left(\frac{M_{w-M_e}}{L}\right)$$

III.2.1.2.4.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.2.3 action de calcul des poutrelles après coulage

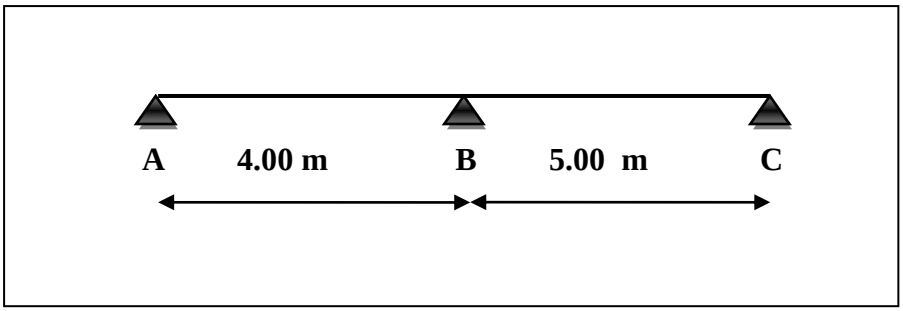
niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
terrasse	6.6 * 0.65 = 4.29	1 * 0.65 = 0.65	6.76	4.94
Plancher courant	6 * 0.65 = 3.9	1.5 * 0.65 = 0.975	6.72	4.87
RDC	6 * 0.65 = 3.9	4 * 0.65 = 2.6	9.16	6.5

III.2.1.2.5.Sollicitations de calcul :

Pour les étages courants :

On a deux types de système de poutrelles à calculer :

➢ 1er type poutrelle à deux travées:



a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.2.4 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e(KN.m)	T_ω (KN)	T_e(KN)
A-B	13.45	8.88	2.69	**8.07**	12.11	**-14.80**
B-C	**21.02**	**13.87**	**12.61**	4.20	**18.50**	-15.14

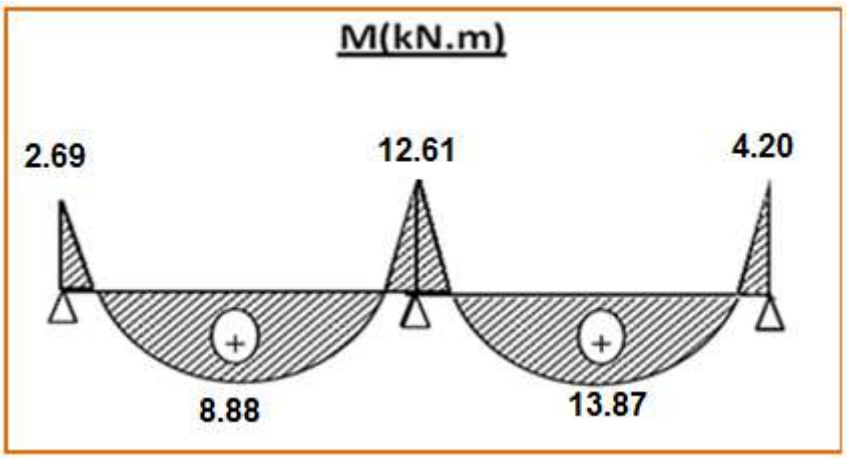


Figure III.2.3 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

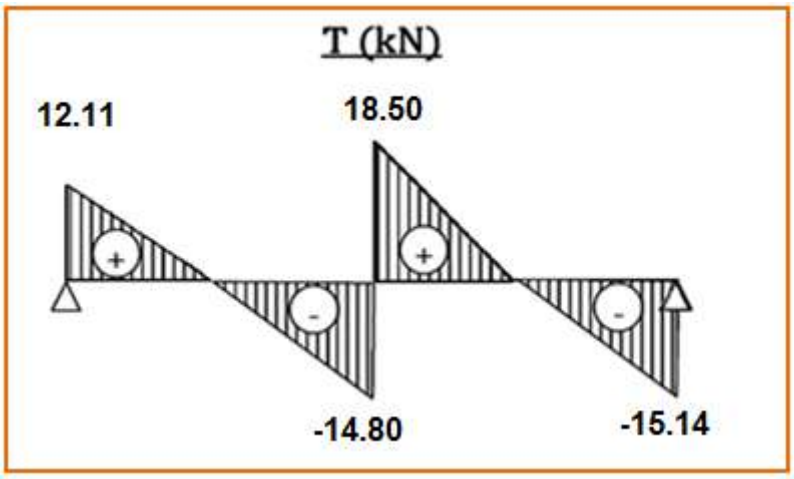


Figure III.2.4 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU

b) Détermination du moment à l'état limite service :

Tableau III.2.5 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e (KN.m)
A-B	9.75	6.43	1.95	**5.85**
B-C	**15.23**	**10.05**	**9.14**	3.04

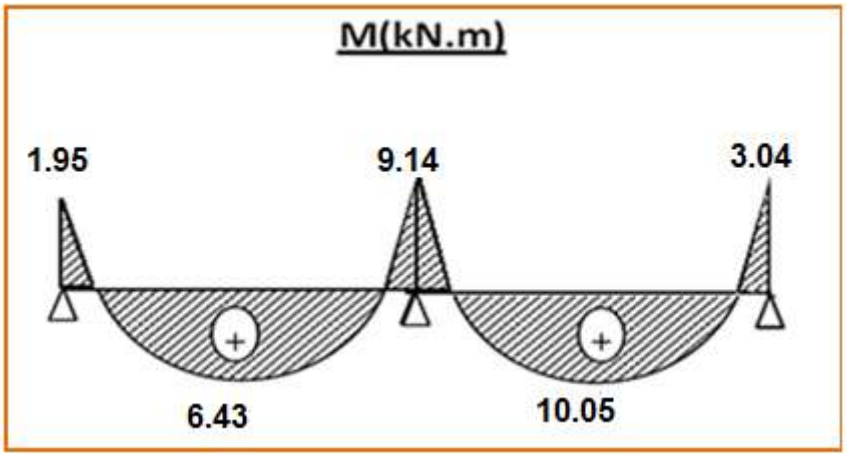
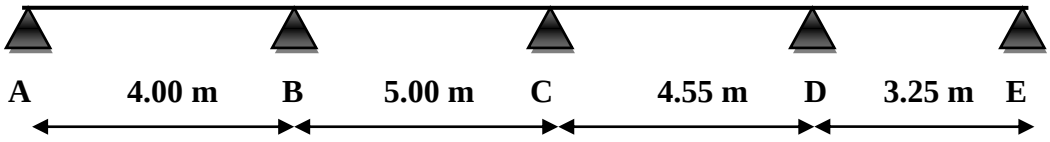


Figure III.2.5 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

- **2ème type poutrelle à quatre travées :**



a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.2.6 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELU

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e(KN.m)	T_ω (KN)	T_e(KN)
A-B	13.45	9.55	2.69	6.73	12.44	- 14.46
B-C	**21.02**	**12.82**	**10.51**	8.41	**17.24**	**-16.40**
C-D	17.41	10.62	6.96	**8.70**	14.92	-15.69
D-E	8.88	6.31	4.44	1.77	11.75	-10.11

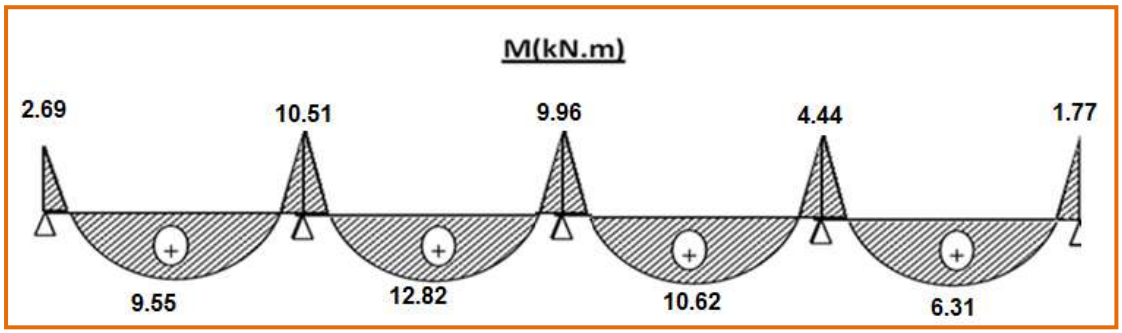


Figure III.2.6 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

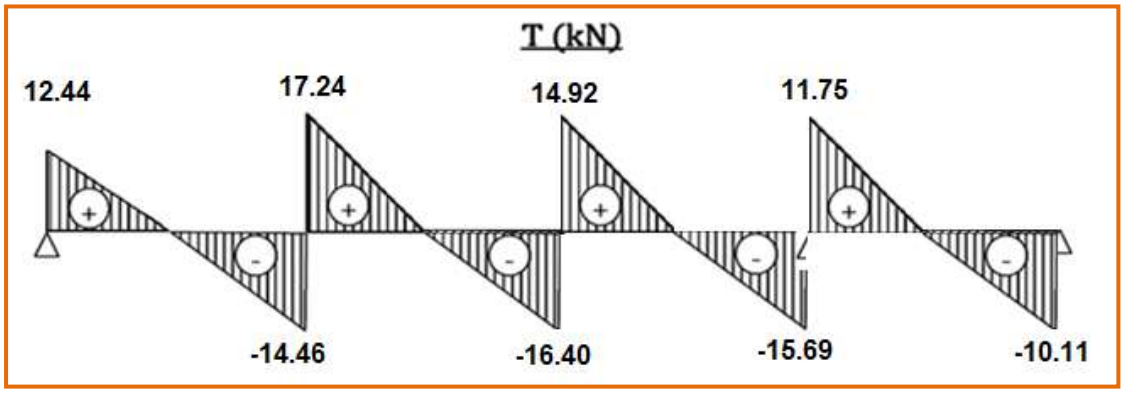


Figure III.2.7 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU

b) Détermination des moments à l'état limite service :

Tableau III.2.7 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELS

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e (KN.m)
A-B	9.75	6.82	1.95	**7.46**
B-C	**15.23**	**9.14**	**7.62**	6.10
C-D	12.61	7.57	5.05	6.31
D-E	6.43	4.51	3.22	1.29

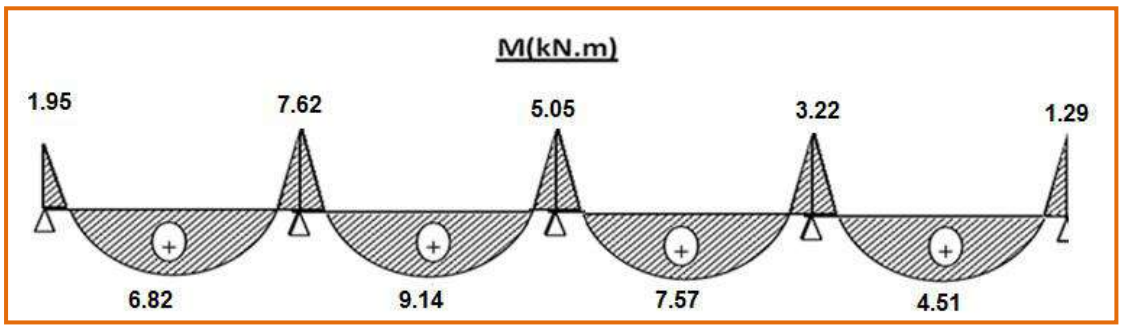


Figure III.2.8 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

Tableau III.2.8 Récapitulation des efforts internes Etages courants

	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)	
	M_a u	M_t u	T_u	M_a ser	M_t ser
sollicitaions	**21.02**	**13.87**	**18.50**	**15.23**	**10.05**

- **Pour RDC :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.4$$

➢ 1er type poutrelle à deux travées :

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.2.9 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e(KN.m)	T_ω (KN)	T_e(KN)
A-B	18.33	13.19	3.66	**10.99**	16.50	-20.16
B-C	**28.64**	**20.62**	**17.18**	5.73	**25.20**	**-20.62**

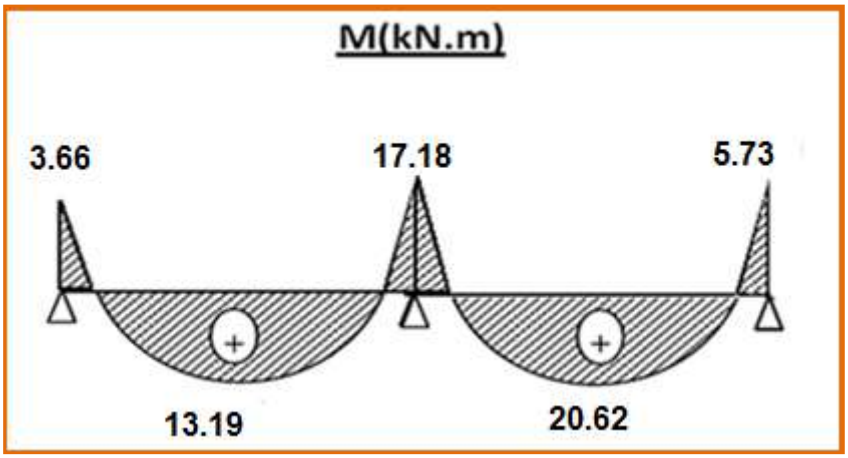


Figure III.2.9 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

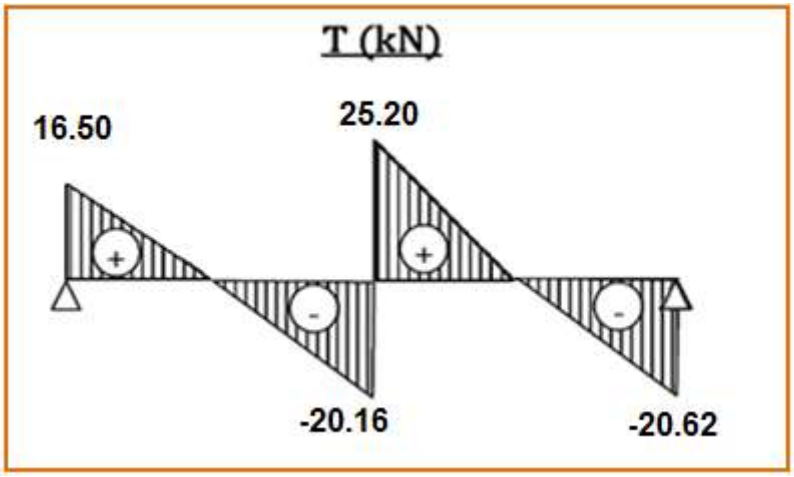


Figure III.2.10 Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles l'ELU

b) Détermination des moments à l'état limite service :

Tableau III.2.10 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e(KN.m)
A-B	13	9.36	2.6	**7.8**
B-C	**20.31**	**14.62**	**12.19**	4.06

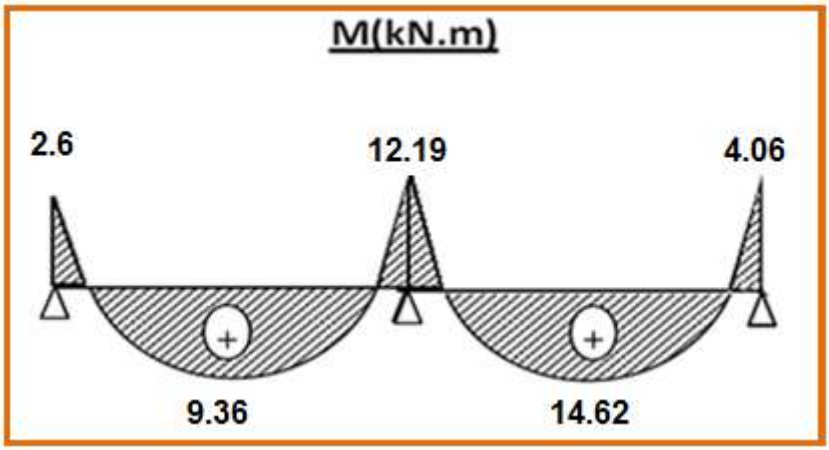


Figure III.2.11 Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

- **2ème type poutrelle à quatre travées :**

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.2.11 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELU

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e (KN.m)	T_ω (KN)	T_e (KN)
A-B	18.33	14.11	3.66	9.20	16.95	-19.70
B-C	**28.64**	**19.19**	**14.32**	11.46	**23.48**	**-22.34**
C-D	23.72	15.90	9.49	**11.86**	20.33	-21.37
D-E	12.10	9.32	6.05	2.42	16.01	-13.78

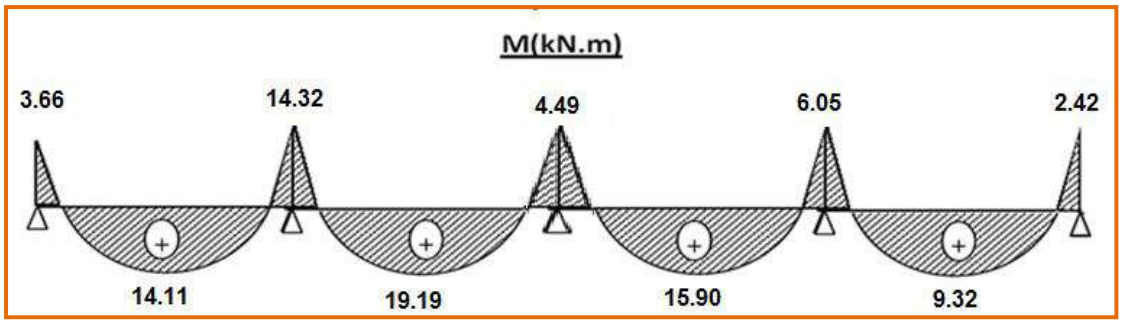


Figure III.2.12 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

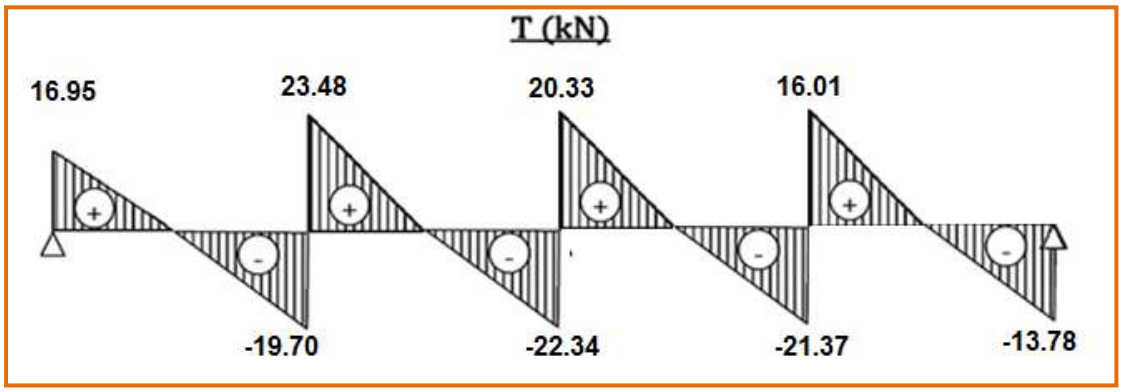


Figure III.2.13 Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles l'ELU

b) Détermination des moments à l'état limite service :

Tableau III.2.12 : moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 04 travées à l'ELS

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e (KN.m)
A-B	13	9.10	2.6	6.50
B-C	**20.31**	**12.19**	**10.15**	8.12
C-D	16.82	10.09	6.73	**8.41**
D-E	8.58	6.00	4.29	1.72

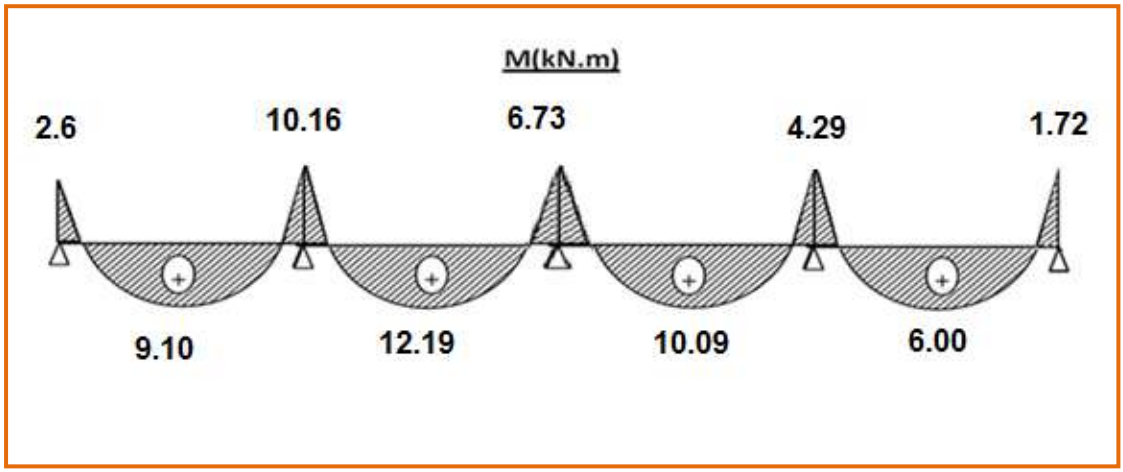


Figure III.2.14 Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

Tableau III.2.13 Récapitulation des efforts internes

RDC

	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)	
	M_a u	**M_t u**	**T_u**	**M_a ser**	**M_t ser**
sollicitaions	28.64	20.62	25.20	20.31	14.62

III.2.1.2.6.Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour le **2eme type** des poutrelles**, (étages courants)** c'est le cas le plus défavorable.

la fissuration est peu nuisible la situation est durable.

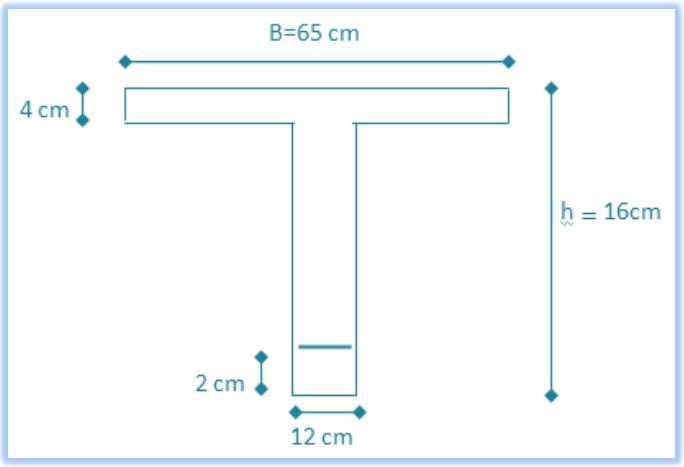


Tableau III.2.14 calcul des armatures

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	M_u	13.87 KN.m	21.02 KN.m
	M_0 (KN.m)	$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ = 59.07kN.m, $M_0 > M_t$ ⇒ L'axe neutre appartient à la table (section rectangulaire)	
		$M_0 > M_t$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire **(b x h)= (65 x 20)** ⇒ calcule en flexion simple	La table étant entièrement tendu, le calcule se fera pour une section rectangulaire **(b x h)=(12 x 20)** ⇨calcul en flexion simple
	μ	0.028	0.043
	μl	0.392	0.392
	μ <μl	**Oui**	**oui**
	β	0.986	0.978
	A	1.76 cm^2	2.66 cm^2
	Le choix	**2HA12 = 2.01 cm^2**	**2HA14 = 3.14 cm^2**
	B /1000	1.30	0.24
	A ≥ B /1000	**Oui**	**oui**
ELS	M_{ser}	10.05 KN.m	14.93 KN.m
	$\sigma_{badm} = 0.6 * f_{c28}$	15 Mpa	15 Mpa
	y_1 : $y^2/2+15Ay-15Ad$	3.27 cm	6.66 cm
	$I_G = b/y^3/3+15A(d-y)^2$	5.87 *10^7 mm^4	4 .2*10^7 mm^4
	$K = M_{ser}/I_G$	0.081 mm	0.104 mm
	$\sigma_b = K * y_1$	2.65 Mpa	6.92 Mpa
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**oui**	**oui**

Après avoir fait les calculs nécéssaire en flexion simple les résultats sont :

Tableau III.2.15 récapitulation

Section d'armatures	En travée	En appuis
	2HA12	2HA14

Armatures transversales :

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t : RPA99Version2003 Art [7.5.2.2]**

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

On adopte $\phi_t \leq$ **5.71**, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 19.63 mm²

a_t : section d'une barre;

n_t: nombre des barres

a_t=0.20cm² et n_t=2 => $A_t = a_t\, n_t$=0.40 cm²

Tableau III.2.16 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversals	Espacement (cm)
2ϕ5	15

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$=18.50KN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18.50x10^3}{120\times180} = 0.85 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =0.85 MPa <3.33 MPa **(condition vérifier)**

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{40\times400}{120\times150} = 0.88 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$ **(condition vérifier)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right)$$

$$==> \frac{0.40\cdot10^2}{120\cdot150} = 0.002 > 1.15\left(\frac{0.59-0.3\cdot1\cdot2.1}{0.9\cdot400[0+1]}\right) = -1.27\cdot10^{-4}$$ **(condition vérifier)**

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

Vérifications préliminaires de la flèche :

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

Tableau III.2.17 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (15 Mo)	ρ≤ 3.6/fe
h/ L = 20 / 345 = 0.05 Mt/ (15 Mo)= 7.21/(15*10.05)=0.043	ρ =A_t/ (bo*d)=1.57 / (12*18)=0.0008 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Oui	**oui**

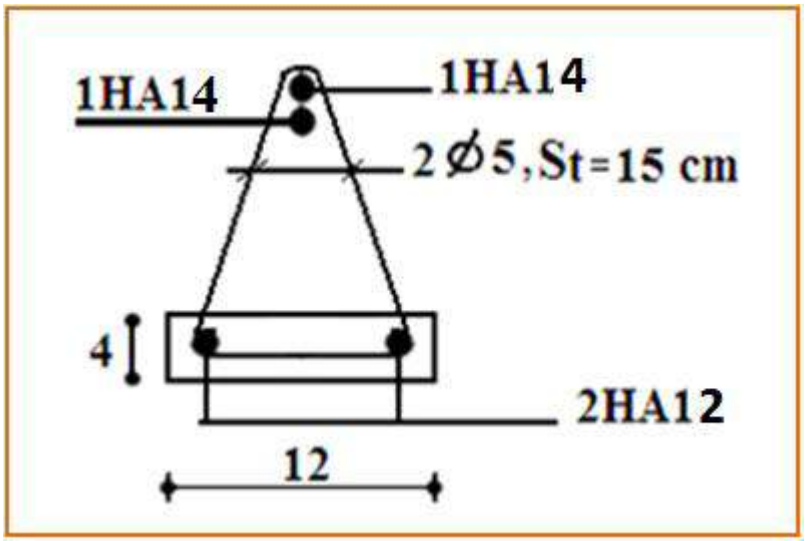


Figure III.2.15 Ferraillage des poutrelles en zone d'appui et en travée

Le ferraillage se fait pour le **2eme type** des poutrelles,**(RDC)** c'est le cas le plus défavorable.

Tableau III.2.18 calcul des armatures

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	M_u	20.62 KN.m	28.64 KN.m
	M_0 (KN.m)	$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ = 59.07kN.m, $M_0 > M_t$ ⇒ L'axe neutre appartient à la table (section rectangulaire)	
		$M_0 > M_t$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire **(b x h)= (65 x 20)** ⇒ calcule en flexion simple	La table étant entièrement tendu, le calcule se fera pour une section rectangulaire **(b x h)= (12 x 20)** ⇒ calcule en flexion simple
	μ	0.24	0.31
	μl	0.392	0.392
	μ <μl	**oui**	**oui**
	β	0.861	0.808
	A	3.13 cm^2	4.34 cm^2
	Le choix	**4HA10 = 3.14 cm^2**	**4HA12 =4.52 cm^2**
	B /1000	1.30	0.24
	A ≥ B /1000	**oui**	**Oui**
ELS	M_{ser}	20.75 KN.m	19.91 KN.m
	$\sigma_{badm} = 0.6 f_{c28}$	15 Mpa	15 Mpa
	y_1 : $y^2/2+15Ay-15Ad$	3.84 cm	6.66 cm
	$I_G = b/y^3/3+15A(d-y)^2$	$8.02*10^7$ mm^4	$4.2*10^7$ mm^4
	$K = M_{ser}/I_G$	0.086 mm	0.13 mm
	$\sigma_b = K*y_1$	3.33 Mpa	9.19 Mpa
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**oui**	**oui**

Après avoir fiat les calculs nécéssaire en flexion simple les resultats sont :

Tableau III.2.19 récapitulation

Section d'armatures	En travée	En appuis
	4HA10	4HA12

Armatures transversales :

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t : RPA99Version2003 Art [7.5.2.2]**

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

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 19.63 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

a_t=0.20 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0.40 cm².

Tableau III.2.20 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement (cm)
2ϕ5	15

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$ =24.95 (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{24.95x10^3}{120\times180} = 1.15\ \text{MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =1.15 MPa <3.33 MPa **(condition vérifier)**

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa}. \Rightarrow \frac{40 \times 400}{120 \times 150} = 0.88 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$ **(condition vérifier)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right)$$

$$\Longrightarrow \frac{0.40 \cdot 10^2}{120 \cdot 150} = 0.002 > 1.15 \left(\frac{0.804 - 0.3 \cdot 1 \cdot 2.1}{0.9 \cdot 400[0+1]} \right) = 5.55 \cdot 10^{-4}$$ **(condition vérifier)**

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

α=90° Pour les armatures transversales.

Vérifications préliminaires de la flèche :

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

Tableau III.2.21 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	ρ≤ 3.6/fe
h/ L = 20 / 345 = 0.057 Mt/(15 Mo)= 9.81/(15*13.62)=0.048	ρ =A_t/ (bo*d)=2.26 / (12*18)=0.012 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Oui	**non**

Donc le calcul de la flèche est nécessaire

Evaluation détaillée de la flèche : (CBA93 Annexe D)

M_{ser}= 6.97 KN·m

Il faut avoir : □ ft ≤ fLimite = f

L= 3.45m

$\bar{f}$ = L /500 = 345/500 =0.69 cm

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12 \cdot 18} = 0.0104$$

ρ = 1.046 % ⇒ β_1 = 0.858 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 199.69 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0104 \cdot 199.69 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.646$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0104} = 3.953$$ (déformation instantanée)

λ_v=2/5 λ_i=1.581 (déformation longue durée)

Détermination de l'axe neutre

$$y_G = \frac{\frac{bh_0^2}{2} + b_0 (h - h_0) * \left(\frac{(h - h_0)}{2} + h_0\right) + 15Ad}{bh_0 + b_0(h - h_0) + 15A} = 7.06$$

Moment d'inertie de la section totale

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

$= 1.57 * 10^4 \text{ cm}^4$

Détermination moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 4.86 * 10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 8.54 * 10^3 \text{ cm}^4$$

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}$; avec : module de déformation longitudinal instantanée E_i=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}}$; avec : module de déformation longitudinal logue durée E_v=3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$

E_i = 32164.19 MPa

E_v = 10818.86 MPa

$$f_i = \frac{6.97 \cdot 10^6 \cdot (3.45 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 4.86 \cdot 10^7} = 5.30 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{6.97 \cdot 10^6 \cdot (3.45 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 10818.86 \cdot 8.54 \cdot 10^7} = 8.97 \text{ mm}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t$ =8.97-5.30 = 3.68 mm

Δft = 3.68 mm < $\bar{f}$ = 6.9 mm

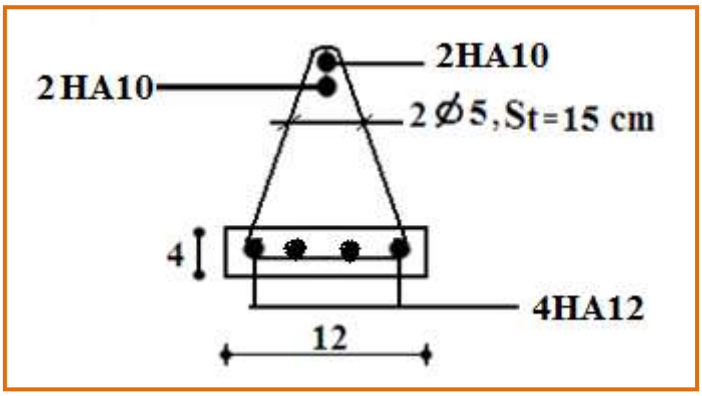


Figure III.2.16 Ferraillage des poutrelles en zone d'appui et en travée

III.2.2. Ferraillage de la table 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.

D'après **l'article [B.6.8.4.2.3]**; **le règlement CBA 93** exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm²**

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

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.

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

$A_{//} > A_t/2$

Donc: $A_t = \frac{4L}{f_e} = 0.5\ cm^2/ml$

$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

alors: $A_t = 5\phi5 = 0.98\ cm^2/ml$

Armatures de répartitions :

$A_{//} = \frac{At}{2} = 0.49\ cm^2$, soit : $5\phi5 = 0.98\ cm^2/ml \Rightarrow S_t = 20\ cm$

III.3.Calcul des escaliers :

III.3.1. Introduction :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par l'escalier. On a un seul type d'escalier :

- Escalier droit

III.3.2.Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée**: C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier**: C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

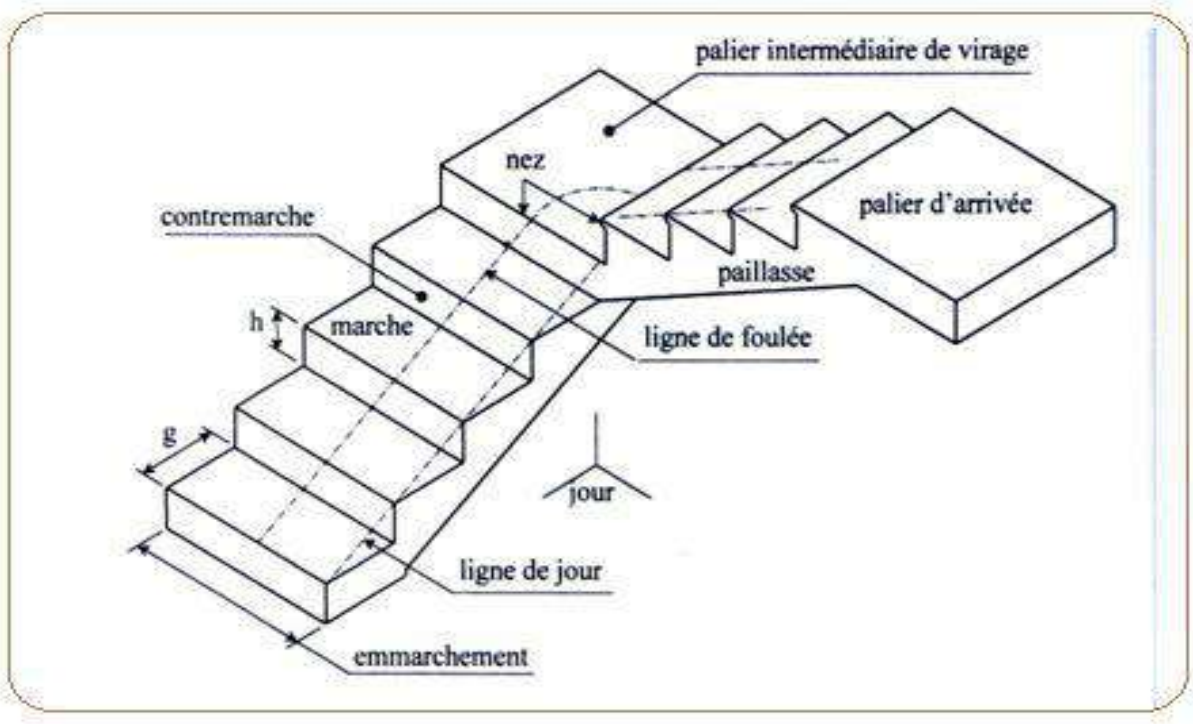


Figure. III.3.1: Représentation d'un escalier

III.3.3.Prédimensionnement :

- **Étages courants :**

Pour que l'escalier soit confortable il faut respecter la condition de BLOND 60cm ≤ g+ 2h ≤ 66cm Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H =1.53m

- largeur de la marche : g = 28cm

- hauteur de la contre marche : h = 17

59cm ≤ g+ 2h =64 ≤ 66cm **(condition vérifier)**

- **Angle l'inclinaison de volée :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{280} = 0.54 \Rightarrow \alpha = 28.65°$$

- **longueur total de la poutre :**

$$L_{total} = 1.50 + \frac{1.53}{sin \propto} = 4.69m$$

- **Déterminer de l'épaisseur de l'escalier :**

L_{total}= 4.69m

$$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30} \Rightarrow 13.40 \leq e \leq 15.63$$, on adopt e =15 cm

III.3.4.Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes :**

a. Palier :

Tableau III.3.1 Charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (kn/m3)	Poids surfacique (kn/m2)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Lit de sable	0.03	18	0.54
03	Mortier de pose	0.02	20	0.40
04	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
05	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G				5.33

b. Paillasse :

Tableau III.3.2 Charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Lit de sable	0.03	18	0.54
03	Mortier de pose	0.02	20	0.40
04	Poids propre de la paillasse	0.15	25	4.25
05	Poids de marches	0.085	25	2.12
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G				7.95

- **Surcharge d'exploitation :**

Le palier : Q = 2.5kN/m2

La paillasse : Q = 2.5kN/m2

III.3.5. Détermination des sollicitations

E.L.U : Pu =1.35G +1.5Q

E.L.S : P_{ser} =G + Q

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.3.3 Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu (KN/m)	P $_{ser}$ (KN/m)
Palier	5.49	2.5	11.1615	7.99
paillasse	8.45	2.5	15.1575	10.95

III.3.6. Détermination des efforts :

- **à l'E.L.U :**

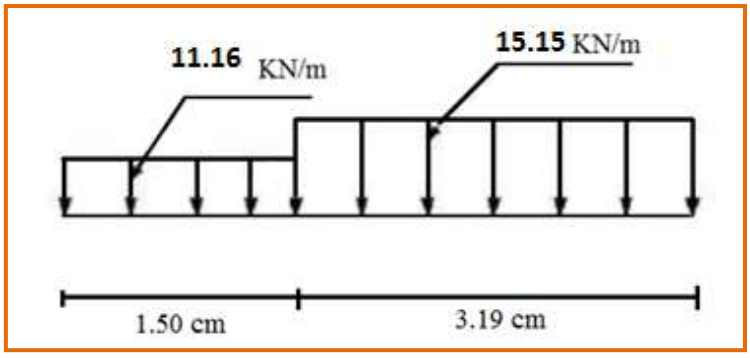


Figure III.3.2 : répartition des efforts

Récapitulation :

Tableau III.3.4 : récapitulatif

	R_a	R_b	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	T(KN)	M_x
ELU	28.08	24.47	22.119	13.011	28.087	26.022
ELS	20.27	17.59	9.776	5.751	18.741	11.501

III.3.7 ferraillage de l'escalier :

Tableau III.3.5 données de calcul

Béton	$f_{c\,28} = 25\ Mpa$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2 Mpa$	c= 2.5 cm
	$f_{t\,28} = 2.1\ Mpa$	b= 25 cm	h= 30 cm	d= 27.5 cm
Acier	FeE400	$f_e = 400\ Mpa$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ Mpa$

Tableau III.3.6 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

- **ELU :**

	M_t (Kn.m)	**μ**	**β**	**A (cm2)**	**A choisir (cm^2)**	**A_r=A/ 4 (cm2)**	**A_{Min} ($cm2$)**	**Vérification**
En travée	22.12	0.099	0.94	5.409	6.15 (4HA 14)	1.352	1.5	Oui
En appuis	13.011	0.058	0.966	3.096	4.52 (4 HA12)	1.13	1.5	Oui

- **ELS :**

	Mu	**σb**	**σs**	**$\sigma b\ admi$**	**$\sigma b \leq \sigma_{b\ admi}$**	**Y_1**	**I_G**	**K (N/mm^3)**
En travée	9.776	4.366	138.576	15	cv	4.011	8982.565	0.188
En appuis	5.751	2.568	81.515	15	cv	4.011	8982.565	0.064

Tableau III.3.7 calcul Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	**On adopte**
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31$	6HA10= 4.71 cm^2
aux appuis	$\frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{4}} = \frac{\boldsymbol{4.71}}{\boldsymbol{4}} = 1.17$	6HA10= 4.71 cm^2

Tableau III.3.8 :Calcule de l'espacement:

Nombre de barre	b (cm)	H (cm)	S_t (cm)	$S_{t\,max}$ (cm)	$S_{t\,min}$ (cm)	$S_{t\,min} \leq S_t$	$S_t \leq S_{t\,max}$
4	100	15	25	33	2.5	CV	CV

➢ vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{T}{b*d} = \frac{28.08*10^3}{1000*125} = 0.224$ MPa

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

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (CV)

➢ Vérification de la flèche :

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

1. $\frac{h}{L} = \frac{15}{506} = 0.02964 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.096$ **(condition non vérifié)**
2. $\frac{A}{b*d} = 0.00505 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ **(condition non vérifié)**

Donc le calcul de la flèche doit être nécessaire.

➢ Evaluation détaillée de la flèche : (CBA93 Annexe D)

$M_{ser} = 9.776$ KN·m

Il faut avoir : $\Delta_{ft} \leq f_{limite} = f$

L= 5.06 m

$\bar{f}$ = L /500 = 506/500 =1.006 cm =10.06 mm

$\rho = \frac{A}{b \cdot d} =$ =0.0224

ρ = 2.24 % ⇒β_1 = 0.9 (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho}$ (Déformation instantanée)

λ_v=2/5 λ_i (Déformations longues durées)

Détermination de l'axe neutre :

$Y_G = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh_0 + 15A}$

Moment d'inertie de la section totale

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0(y - h_0/2)^2 + b_0(\frac{h-h_0}{12})^3 + b(h-h_0)(\frac{h-h_0}{2} + h_0 - y)^2 + 15A(d-y)^2$$

Détermination moment d'inertie fictive

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$

$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}$; Avec : module de déformation longitudinal instantanée

Ei=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}}$

Avec : module de déformation longitudinal longue durée

E_v=3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ $\Delta f_t = f_v - f_i$

$\bar{f}$ (cm)	y (cm)	I_0 (cm^4)	σs (MPA)	P	u
1,006	10,891	46461,437	31,036	0,022	0,247
I_{fv} cm4	**E_i MPA**	**E_v MPA**	**f_i mm**	**f_v mm**	**Δf cm**
46774,126	32164,195	10721,398	1,875	4,991	0,311
λ_i	**λ_v**	**Δf (mm)**	**$\bar{f}$ (mm)**	**$\Delta f < \bar{f}$**	**I_{fi}**
0.937	0.375	3.115	10.06	**CV**	41496,358

III.3.2.Calcul de la poutre palière :

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

III.3.2.1.Pré dimensionnement :



3.31 m

Figure III.3.3 Dimensionnement de la poutre palière

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

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donne 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 III sont :

- h ≥ 30cm ;
- b ≥ 20 cm ;
- h/b ≤ 4 ;
- $b_{max} \leq 1.5+b1$.

Tableau III.3.9 pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L max= 3.31 m ⇒ **22cm ≤ h ≤33cm** on adopte h = 40 cm ⇒129cm ≤ b ≤28cm on adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.2
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0.12) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)
Conclusion	**h = 40cm ; b = 30cm**

III.3.2.2. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : P_P = (0.4*0.3*1)*25= 3KN/ml
- Réaction d'escalier : R_u = 28.08KN, R_{ser} = 20.27KN
- Poids du demi mur : Pm = 1.18 * 1.62*1 = 4.10KN/ml

Pu=1.35 (Pp+ Pm) +Ru ⇒ Pu= 36.30 KN/ml

Ps = (Pp + Pm + Rs) ⇒ Ps = 26.36 KN/ml.

III.3.2.3. Calcul des efforts :

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

$R_a = R_b = \frac{P \times L}{2}$

$M_a = M_b = \frac{P \times L^2}{12}$

$M_t^{max} = \frac{p l^2}{24}$

A l'E.L.U :

$R_a = R_b = \frac{P \times L}{2}$= 60.082 KN

$M_a = M_b = \frac{P \times L^2}{12}$= 33.145 KN

A l'E.L.S :

$R_a = R_b = \frac{P \times L}{2}$= 43.628 KN

$M_a = M_b = \frac{P \times L^2}{12}$=24.068 KN

T=60.082 KN

$M_t^{max} = \frac{p l^2}{24} = 16.572$ KN $\qquad$ $M_t^{max} = \frac{p l^2}{24} = 12.034$ KN

III.3.2.4. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Tableau III.3.10 données de calcul

Béton	f_{c28}= 25MPa	γ_b =1.5	σ_{bc} =14.2 MPa	c =2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 25 cm	h= 30cm	d= 27.5 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 MPa	γ_s=1.15	σ_s=348 MPa

Tableau III.3.11 Calcul du ferraillage de la poutre palière

	M_u KNm	M	β	A (cm²)	le choix	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	vérification
En travée	16.572	0.00829	0.94	1.351	**3.14 (4HA10)**	0	1.2	**oui**
En appuis	33.145	0.0165	0.966	2.63	**4.52 (4HA12)**	0	1.2	**oui**

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{60.08 \times 10^3}{300 \times 375} 0.5340$ MPA

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

- $\tau_u = 0.5340 \leq \overline{\tau_u}$=3.33 **(Condition vérifié)**

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales φ_t :**

$$\varphi_t < \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 1.14\,\text{cm};\ \varphi_l = 12\,\text{mm}; \frac{b}{10} = 3\text{cm}\right]$$

$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0.85\,\text{cm}$ $\qquad$ $a_t = \frac{\pi . \varphi_t^2}{4} = 0.503\,\text{cm}^2$

a_t : section d'une barre ; n_t : nombre des barres a_t=0.503 cm² et nt=4

$A_t=a_t \times n_t=2$ cm².

Donc on adoptera: $A_t = 4T8 = 2.01$ cm².

$A_{min} = 0.003 * S_t * b$

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\,\text{cm}\,;12\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right] \qquad \begin{cases}\overline{S}_t = 9.6\text{cm} & (\text{zone nodale})\\ \overline{S}_t = 20\,\text{cm} & (\text{zone courante})\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases}S_t = 8\,\text{cm} & (\text{zone nodale})\\ S_t = 15\,\text{cm} & (\text{zone courante})\end{cases}$

On a A_t= 2 cm².

$S_t = 8\text{cm} \Rightarrow A_t = 2\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 8.4\,\text{mm}^2$

$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003\times(15)\times(25) = 15.75\text{mm}^2$

$S_t < \overline{S}_t$ (CV)

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra At = 4 T 10=3.14 cm^2

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

1. $\dfrac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec : k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale : $\dfrac{3.14\times10^2}{250\times50} = 0.016 \ge \dfrac{1.15(0.534 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 5.65.10^{-4}$ **(oui)**

Zone courante : $\dfrac{3.14\times10^2}{250\times150} = 0.0083 \ge \dfrac{1.15(0.534 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 5.65.10^{-4}$ **(oui)**

2. $A_t \ge A_{min} = \dfrac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$

Zone nodale : $A_t = 3.14\text{cm}^2 \ge A_{min} = \dfrac{0.4\times250\times80}{400} = 0.20\text{cm}^2$

Zone courante : $A_t = 3.14\,\text{cm}^2 \ge A_{min} = \dfrac{0.4\times250\times150}{400} = 0.375\,\text{cm}^2$

III.3.2.5. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est préjudiciable, donc il faut vérifier la relation suivante : $\begin{cases}\sigma_b < \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s\end{cases}$

Tableau III.3.12 Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	3.14	4.52
M ser (kN.m)	12.034	24.068
Y (cm)	8.79	10.27
I (mm^4)	$4.67*10^8$	$6.29*10^8$
k	0.025	0.038
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	**15**	**15**
σ_b**(mpa)**	2.26	4
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**oui**	**Oui**
$\overline{\sigma}_s$**(mpa)**	**201.63**	**201.63**
σ_s**(mpa)**	110.86	156.26
$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	**oui**	**OUI**

Donc on adoptera les sections calculées à ELU

Vérification de la flèche :

1- $\frac{h}{L} = 0.12 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.016$ **(condition vérifier)**

2- $\frac{A}{b.d} = 0.0023 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.016$ **(condition vérifier)**

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

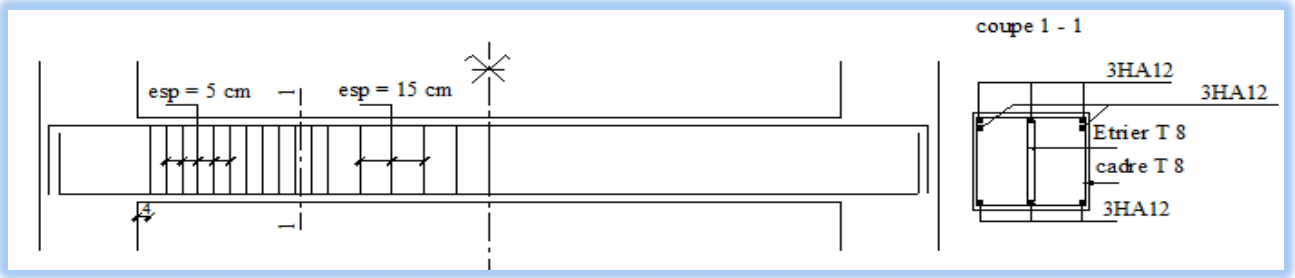


Fig. III.3.4 : Ferraillage de la poutre palière

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.
L'étude dynamique consiste à déterminer les modes de vibration ainsi que les pulsations, ceci permettra la détermination des efforts appliqués à la structure lorsque cette dernière est sollicitée par un changement ou séisme.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel « SAP2000 version 16 ».

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

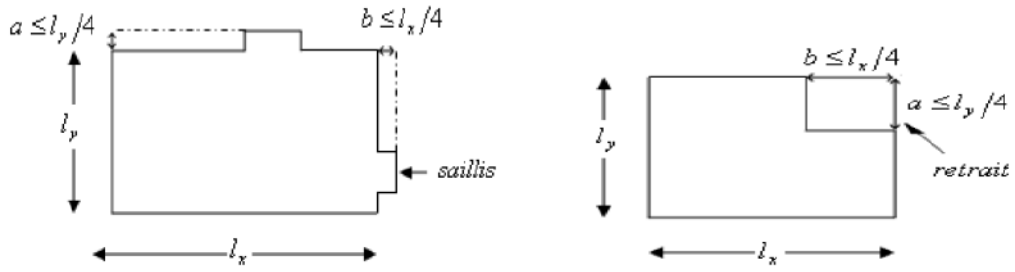
En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

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

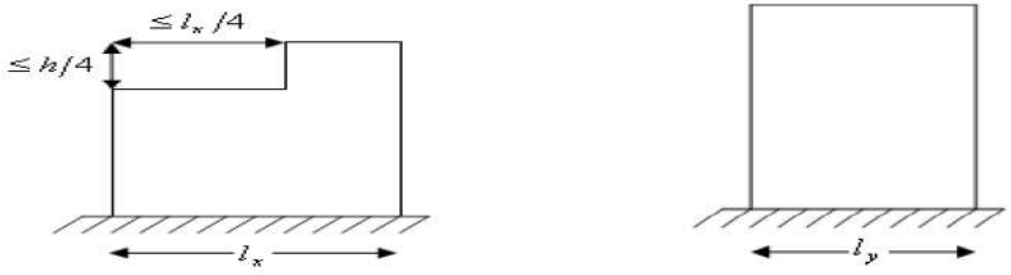
IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

I. En zone III, le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 30m **(condition vérifier).**

a) Régularité en plan :



b) Régularité en élévation :



- **(condition non vérifier)** car on n'a pas des retraits en élévation.

2. La configuration de notre bloc étudié est irrégulière. (En **zone III** sismique, groupe d'usage 2, Ht=18.36 m <17 m **(condition non vérifier).**
Donc selon **[**RPA99 version 2003 **Art 4.1.2],** les conditions de l'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mène.
La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP 2000 VERSION 16'**.

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

A. Principe

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

B. Spectre de réponse de calcul :

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

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

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

❖ **Coefficient d'accélération A :** [RPA99 version 2003 : **Tab.4.1**]

Tableau IV.1 coefficient d'accélération de zone A

zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	0.4	0.3	0.25	0.18

Donc **A= 0.25**

❖ **facteur de correction d'amortissement η:**

Donné par la formule : $\eta = 7 / (2 + \xi)$
Avec : Pourcentage d'amortissement critique (ξ =7 %) [RPA99 version 2003 : Tab**.4.2**]
Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

- **facteur de qualité Q :** [RPA99 version 2003 : **Tab.4.4**]

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

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

Tableau IV.2 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	non	0.05
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	oui	0	oui	0

Donc : Qx =1
Qy=1.05

- **périodes caractéristiques :** [RPA99 version 2003: **Tab .4.7**]

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 10m de profondeur.

T_1.=0.15 s
T_2=0.50 s } site S3

- **coefficient de pondération :** [RPA99 version 2003 : **Tab.4.5**]

Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
B_1= 0,20, β2= 0,30

- **coefficient de comportement R** : [RPA99 version 2003 : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003 : R = 5.

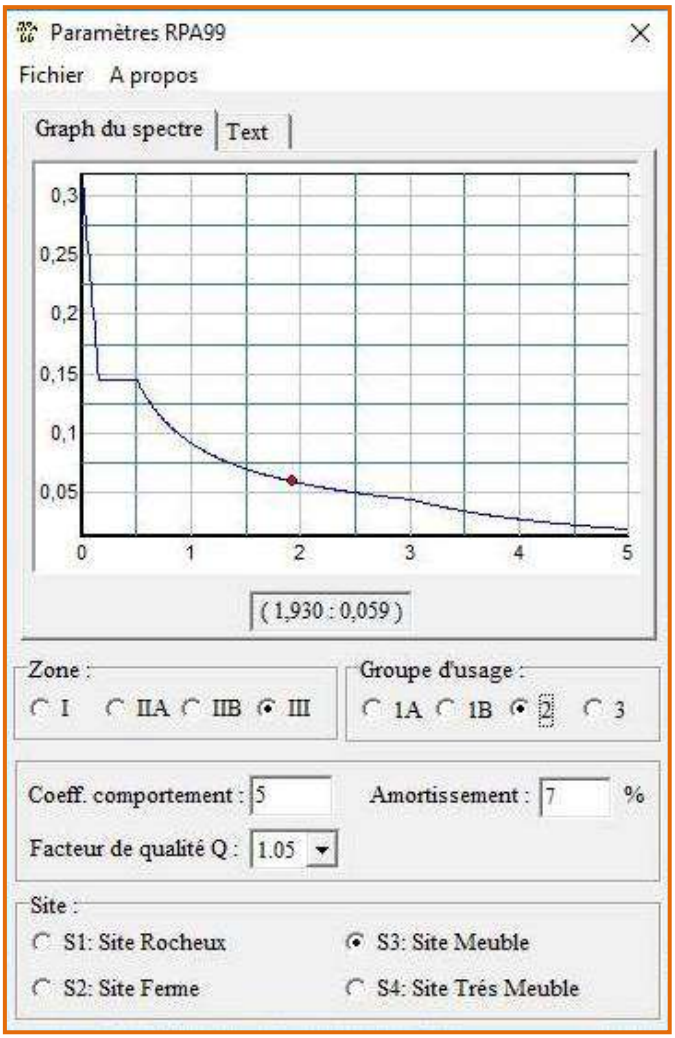


Figure IV.1 spectre de réponse

IV .3. Caractéristiques géométrique de la structure :

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

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

IV.3.1. 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 (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

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

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

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

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravite de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

• Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

• Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{Xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- Ix et I y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- ❖ Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- ❖ Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- ❖ Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

- Pour les voiles : $I_X = \frac{L*e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e*L^3}{12}$

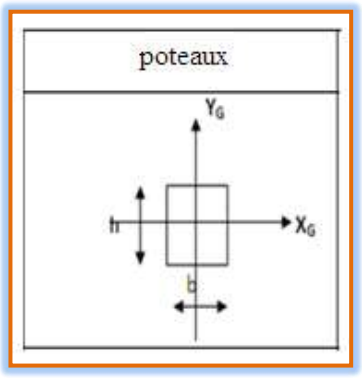


Figure IV.2 Dimension des poteaux

IV.3.3. Excentricités :

IV.3.3. 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 :

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

- **Vue 3 D :**

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante :

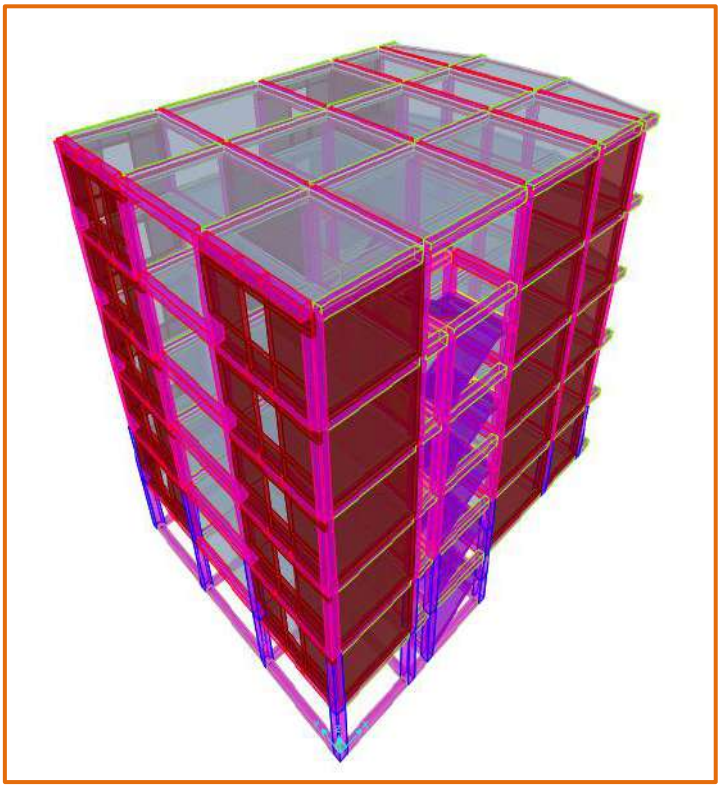


Figure IV.3 vue en 3D

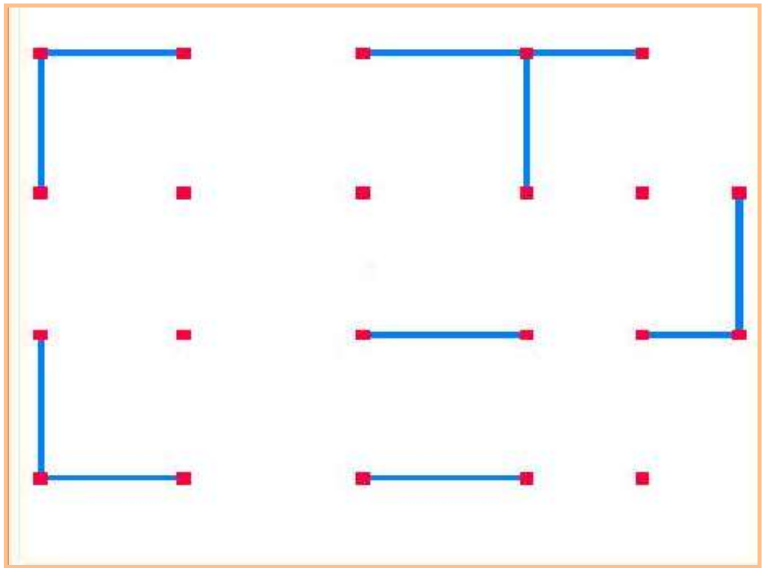


Figure IV.4 disposition des voiles

IV.4. Etude de la structure :

IV.4.1. Caractéristiques géométrique :

IV.4.1.1. Centre de masse et centre de torsion :

Tableau IV.3 centre de masse et centre de torsion

	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
18.36	3.655E+05	2.157E+05	10.988	5.986	2618.186	9.337	7.240
15.3	1.362E+06	2.831E+05	8.693	5.242	2906.355	9.012	7.256
12.24	5.280E+06	5.294E+05	9.047	5.074	3014.936	9.013	7.230
9.18	3.982E+06	1.136E+06	10.112	5.246	3005.354	8.986	7.206
6.12	4.207E+06	4.144E+06	11.306	6.403	3029.662	8.992	7.194
3.06	2.595E+06	6.355E+07	12.773	11.455	2167.851	6.254	7.354

IV.4.1.2. Les excentricités

Excentricité théorique + accidentelle :

Tableau IV.4 excentricité théorique

Excentricité			
Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
18.36	1.651	1.254	Ok
15.3	0.319	2.014	Ok
12.24	0.034	2.156	Ok
9.18	1.126	1.960	Ok
6.12	2.314	0.791	Ok
3.06	6.519	4.101	Non

On constate qu'a chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée [RPA99 version 2003. **Art.3.5.1.0.2**]

Longueur du bâtiment = 19.90 m ⇨ Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 2.93 m
Largeur du bâtiment = 15.05 m ⇨ Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.20 m

IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique :

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

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

IV.4.2.1. Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV.5 comportement des trois premiers modes

modes	Période (seconde)	comportement	Masse modale (%)		
			UX	UY	RZ
Mode 1	0.22	Translation suivant l'axe y	1	64	1
Mode 2	0.18	Translation suivant l'axe x	61	1	1
Mode 3	0.14	Rotation autour de l'axe z	2	1	64

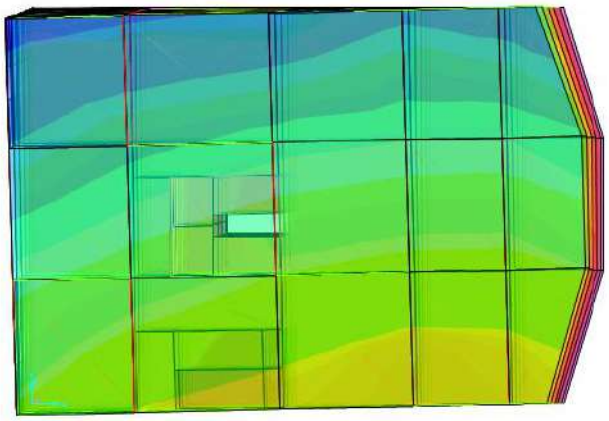


Figure IV.5 Mode 1 translation suivant axe y

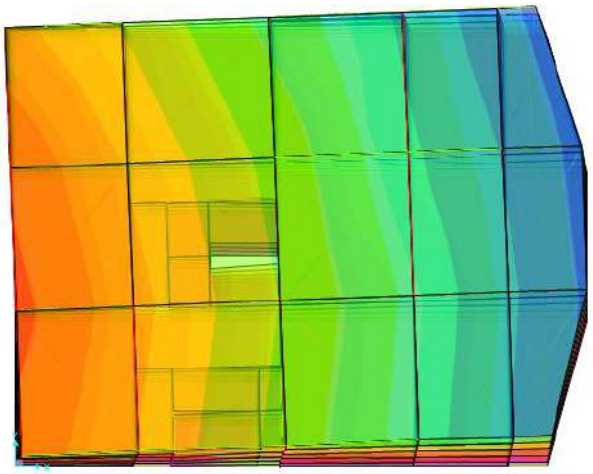


Figure IV.6 Mode 2 translation suivant axe x

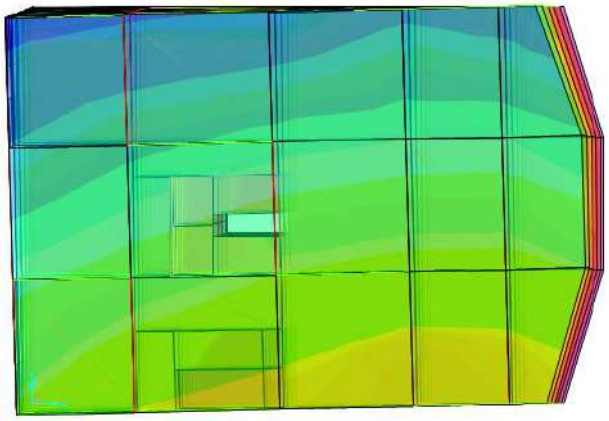


Figure IV.7 Mode 3 rotation autour axe z

IV.4.2.2. Vérification de la participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration a retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après [RPA99 version 2003. **Art 4.3.4.a**].

Tableau IV.6 la participation massique

Mode " i "	Période " s "	Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant " y "
1	0.222	1	90
2	0.189	62	90
3	0.147	64	90
60	0.0206	89	93
61	0.0205	**90**	**93**

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Cette condition n'est pas vérifiée (C.N.V)

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

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec **(4-14)**

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

$K \geq 3\sqrt{5} = 6.70$ donc K=7 modes

$T_K \leq 0.20$ sec ⇒ 0.08 sec ≤ 0.20 sec Donc ……C.V

IV.4.2.3. Vérification de force sismique à la base :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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.

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} \geq 0.8$

Si Vt < 0,80.V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,….) dans le rapport 0.8V/Vt.

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

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

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

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

- ✓ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

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

Catégorie du site : site meuble (S3) donc : T_1=0.15 s, T_2=0.50 s

Dx= 2.205

Dy= 2.205

- ✓ W : Poids total de la structure :

$W = \sum_{i=a}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta_1 W_{Qi} + \beta_2 W_{Qi}$

β_1=0.2 , β_2 = 0.3 (RPA 99 version 2003 Tableau : 4.5)

W= 31411.95 KN (résultats 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 et horizontales 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].

Alors on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales On a :

Suivant X :

Tableau IV.7 choix du coefficient de comportement suivant x

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
H(m)	Poids N_z (KN)	N_z /Poteaux (KN)	N_z /Voiles (KN)	Effort tranchant T_x (KN)	T_x /Poteaux (KN)	T_x /Voiles (KN)
18.36	2433.404	1293.773	1139.631	803.453	86.282	717.171
15.30	5237.694	2787.613	2450.081	1277.854	137.847	1140.007
12.24	8462.239	4562.625	3899.614	1767.748	143.140	1624.608
9.18	11733.437	6395.765	5337.672	2171.000	137.237	2033.763
6.12	15378.743	8915.478	6463.265	2551.614	156.220	2395.394
3.06	12605.857	7306.546	5299.311	1001.835	19.807	982.028

Valeur en pourcentage :

Tableau IV.8 choix du coefficient de comportement suivant x en %

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
H(m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (%)
18.36	100 %	53.167 %	46.833 %	100 %	10.739	89.261 %
15.30	100 %	53.222 %	46.778 %	100 %	10.787	89.213 %
12.24	100 %	53.917 %	46.083 %	100 %	8.097 %	91.903 %
9.18	100 %	54.509 %	45.491 %	100 %	6.321 %	93.679 %
6.12	100 %	57.973 %	42.027 %	100 %	6.122 %	93.878 %
3.06	100 %	57.962 %	42.038 %	100 %	1.977 %	98.023 %

Suivant Y :

Tableau IV.9 choix du coefficient de comportement suivant y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
H(m)	Poids N_z (KN)	N_z /Poteaux	N_z /Voiles (KN)	Effort tranchant	T_x /Poteaux	T_x /Voiles (KN)
18.36	1869.874	1293.773	576.101	764.473	126.811	637.662
15.30	4166.000	2787.613	1378.387	1281.769	204.497	1077.272
12.24	6759.828	4562.625	2197.203	1766.444	214.810	1551.634
9.18	9388.924	6395.765	2993.159	2199.106	208.095	1991.011
6.12	12524.519	8915.478	3609.041	2589.876	255.007	2334.869
3.06	10385.513	7306.546	3078.967	835.835	28.365	807.470

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.10 choix du coefficient de comportement suivant y en %

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
H(m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
18.36	100 %	69.190 %	30.810 %	100 %	16.588 %	83.412 %
15.30	100 %	66.913 %	33.087 %	100 %	15.954 %	84.046 %
12.24	100 %	67.496 %	32.504 %	100 %	12.161 %	87.839 %
9.18	100 %	68.120 %	31.880 %	100 %	9.463 %	90.537 %
6.12	100 %	71.184 %	28.816 %	100 %	9.846 %	90.154 %
3.06	100 %	70.353 %	29.647 %	100 %	3.394 %	96.606 %

D'après les résultats obtenus, on constate que les portiques reprennent environ 70% des sollicitations dues aux charges verticales.et les voiles prend ≥ 80% de sollicitation horizontale, alors le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles qui a une valeur de coefficient de comportement **« R=5 ».**

Tableau IV.11 Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	ΣWi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.2	2.205	2.205	5	1	1.05	31411.95	3047.58	2909.06

Tableau IV.12 vérification résultante des forces sismiques de calcul

	V(KN)	E_d (KN)	0.8*V	$E_d \geq 0.8*V$
X	3047.58	2439.08	2438.06	OUI
Y	2909.06	2327.35	2327.24	OUI

IV.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement

[RPA99version 2003 **Art 4.4.1**]
Le moment de renversement est égale à :

$$M_{ox} = \sum_{i=1}^{n} h_i * F_{ix} \qquad M_{oy} = \sum_{i=1}^{n} h_i * F_{iy}$$

Avec :

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

Le moment de la stabilité qui est égale à : $Mtx=X_G*W_i$, $Mty = Y_G*W_i$

Avec :

- ✓ XG, YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- ✓ Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

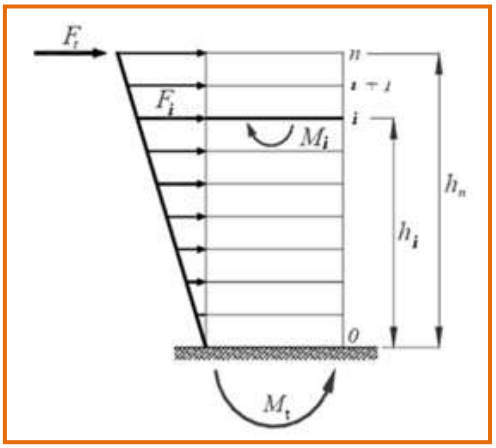


Figure IV.8 les forces agissent sur la stabilité au renversement

- ➢ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

[RPA 99 version 2003 Art 4.2.5]

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

$$F_t = \begin{cases} 0.07\,T * V \leq 0.25V & si\ T \geq 0.7\ s \\ 0 & si\ T < 0.7\ s \end{cases}$$

On a :

T = 0.4 s

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j}\right) V_t = \alpha_x V_t$$

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j}\right) V_t - F_t = \alpha_y V_t$$

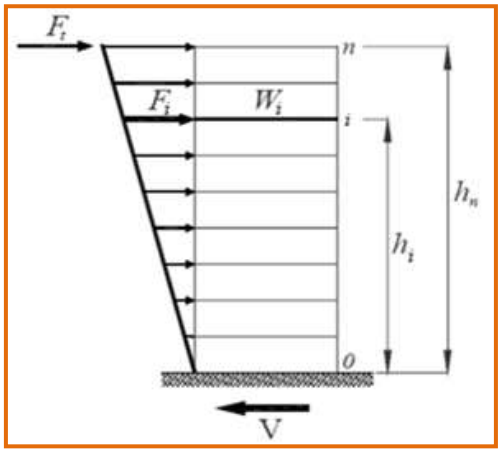


Figure IV.9 distribution des forces sismiques

Moment de renversement :

Suivant x : Edx= 2439.08 KN

Tableau IV.13 Moment de renversement suivant x

Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Mrxi (kN.m)
2994.63	15.30	45817.84	639.84	9789.56
3108.18	12.24	38044.12	531.28	6502.88
3098.59	9.18	28445.06	397.23	3646.59
3184.01	6.12	19486.14	272.12	1665.38
2378.07	3.06	7276.89	101.62	310.96
SOMME Mrx		139070.05	1942.09	21915.37

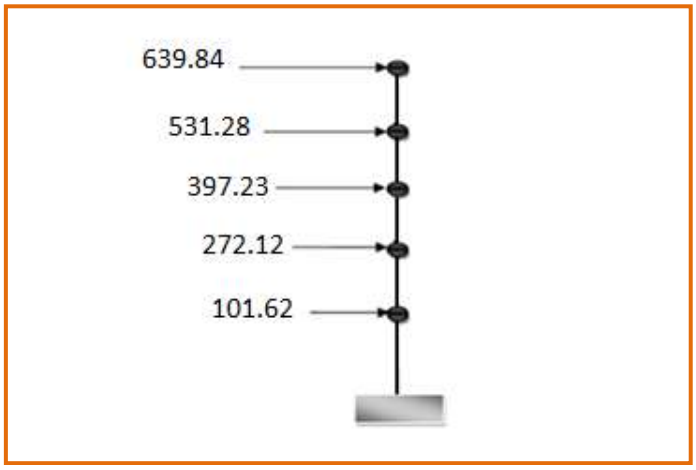


Figure IV.10 concentration des forces sismiques aux étages suivant x

Suivant y : Edy = 2327.35 KN

Tableau IV.14 Moment de renversement suivant y

Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fiy (kN)	Mryi (kN.m)
2994.63	15.30	45817.84	595.73	9114.67
3108.18	12.24	38044.12	494.66	6054.58
3098.59	9.18	28445.06	369.85	3395.19
3184.01	6.12	19486.14	253.36	1550.57
2378.07	3.06	7276.89	94.62	289.52
SOMME Mry		139070.05	1808.22	20404.53

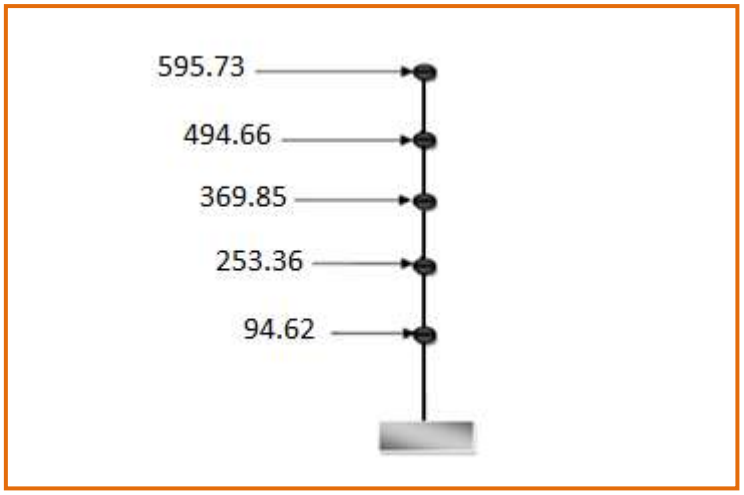


Figure IV.11 concentration des forces sismiques aux étages suivant y

Moment de stabilité :

Tableau IV.15 calcul de moment de stabilité suivant x,y

Hi(m)	Wi(KN)	XG (m)	YG (m)	M_{syi} (KN .m)	M_{sxi} (KN.m)
18.36	2645.33	9.545	7.255	25249.67	19191.86
15.30	2994.63	9.371	7.263	28062.67	21749.99
12.24	3108.18	9.354	7.234	29073.91	22484.57
9.18	3098.59	9.329	7.211	28906.74	22343.93
6.12	3184.01	9.447	7.273	30079.34	23157.30
SOMME Msx, Msx				130581.32	106926.85

Donc il faut vérifier $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

Tableau IV.16 Vérification stabilité au renversement

Msx (KN.m)	Msy (KN.m)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)	Msx / Mrx	Msy / Mry	$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$
106926.85	130581.32	21915.37	20404.53	4.88	6.39	Oui

Donc la structure est stable vis-à-vis au renversement suivant les deux directions

IV.4.2.5. Vérification des déplacements en tête du bâtiment :

Sous l'effet de Edx ou bien Edy selon le plan de masse

$\delta_{réel} = \delta_{théorique}$ x R

Avec : $\delta_{adm} = \frac{h}{250} = \frac{15.30}{250} = 6.12$ cm

Suivant x :

$\delta_{x\ réel} = \delta_{théorique}$ x R = 1x5 = 5 cm

Suivant y :

$\delta_{y\ réel} = \delta_{théorique}$ x R =1.04 x 5 = 5.2 cm

Donc : $\delta_{x\ réel} < \delta_{adm}$ **oui**

$\delta_{x\ réel} < \delta_{adm}$ **oui**

IV.4.2.6. Vérification des déplacements inter étages : [Art 4.4.3]

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [1] ►► [Art4.4.3] ◄◄

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

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

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

►► [Art5.10] ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 * \text{ he}$$

- he : la hauteur de l'étage k

Tableau IV.17 Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
15.3	0.21	0.74	0.21	3.06	Ok
12.24	0.15	0.53	0.21	3.06	Ok
9.18	0.09	0.32	0.18	3.06	Ok
6.12	0.04	0.14	0.14	3.06	Ok
3.06	0.00	0.00	0.00	3.06	Ok

Tableau IV.18 Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔY (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
15.3	0.47	1.65	0.53	3.06	Ok
12.24	0.32	1.12	0.52	3.06	Ok
9.18	0.17	0.60	0.42	3.06	Ok
6.12	0.05	0.18	0.14	3.06	Ok
3.06	0.01	0.04	0.04	3.06	Ok

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité).

IV.4.2.7. Vérification de cisaillement des éléments :

1. **Poutres principales : (30x40)**

T_{max}= 138.90 KN selon la combinaison 1.35G+1.5Q (situation durable).

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{138.90*10^3}{300*375} = 1.23$ Mpa

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \text{Min}[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa }] = 3.33$ MPa

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ **condition vérifier**

2. **Poutres secondaires : (30x35)**

T_{max}= 80.51 KN selon la combinaison 1.35G+1.5Q (situation durable)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{80.51*10^3}{300*325} = 0.82$ Mpa

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \text{Min}[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}] = 3.26$ MPa

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ **condition vérifier**

3. **a. Poteau 40X40 :** suivant **x :** T_{max}= 26.28 KN
suivant y : T_{max}= 21.76KN

T_{max}= 29.66 KN selon la combinaison G+Q+Edx (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{26.28*10^3}{400*375}$ = 0.17 MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$

Avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

$\lambda = \frac{306}{50} * 3.46 = 21.17 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

Alors : $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87MPa$

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

b.Poteau 35X35 : suivant x : T_{max}= 51.82 KN
suivant y : Tmax= 31.99 KN

T_{max}= 51.82 KN

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{51.82*10^3}{350*325}$ = 0.45 MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

4. **Longrine (30x30) :**

T_{max}= 6.85 KN selon la combinaison 1.35G+1.5Q (situation durable)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{6.85*10^3}{300*275}$ = 0.08 MPa

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \text{Min}[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa] = 3.33 MPa

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

5. **poutre palière (30*40) :**

T_{max}= 41.18 KN selon la combinaison G+Q+Edx (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{41.18*10^3}{300*375}$ = 0.36 MPa

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \text{Min}[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa] = 3.33 MPa

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

6. **chaînage (30*30) :**

T_{max}= 18.85 KN selon la combinaison 1.35G+1.5Q (situation durable)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{18.85*10^3}{300*275}$ = 0.22 MPa

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_{adm}$ = Min[$\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa] = 3.33 MPa

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifier

IV.4.2.8. L'effort normal réduit à la base :

Poteaux (40x40) : N_{dx}= 1386.98KN selon la combinaison 1.35G+1.5Q (situation durable).

$$\upsilon_x = \frac{Ndx}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{1386.98*10^3}{1444*25} = 0.38 > 0.3$$ condition non vérifié

Risque de rupture fragile $\Rightarrow$ redimensionner la section des poteaux dans les deux directions

D'après la condition précédente on adopte une section de 45x45

IV.4.2.9. Vérification vis a vis de l'effet P-Δ

Selon **[**RPA99version 2003 **Art 5.9]** : 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 :

$\theta = Pk * \Delta k / Vk * hk \leq 0.10$

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

- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1».
- hk : hauteur de l'étage << k>>.

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

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

Vérification de l'effet P-Δ sens X-X

Tableau IV.19 Vérification de l'effet P-Δ sens X-X

hk (m)	Pk (KN)	Vkx (KN)	Δkx (cm)	θ	θ≤ 0.10
15.30	2645.33	639.84	0.21	0,00064239	oui
12.24	2994.63	531.28	0.21	0,00100374	oui
9.18	3108.18	397.23	0.18	0,00152951	oui
6.12	3098.59	272.12	0.14	0,00267664	oui
3.06	4805.79	101.62	0.00	0	oui

Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y

Tableau IV.20 Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y

hk (m)	Pk (KN)	Vky (KN)	Δky (cm)	θ	θ≤ 0.10
15.30	2645.33	595.73	0,53	0.003	oui
12.24	2994.63	494.66	0,52	0.006	oui
9.18	3108.18	369.85	0,42	0.012	oui
6.12	3098.59	253.36	0,14	0.027	oui
3.06	4805.79	94.62	0,04	0.066	oui

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

Conclusion :

Les dimensions finales sont :

- ✓ Poteaux S/SOL : $45 * 45\ cm^2$
- ✓ Poteaux RDC : $40 * 40\ cm^2$
- ✓ Poteaux 1^{ER}, 2^{eme} ,3eme, 4eme : $35 * 35\ cm^2$
- ✓ La structure est stable.
- ✓ Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

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

- ❖ les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
- ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
- ✓ E.L.S : G + Q
- ❖ les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 Art [5.2]**
- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8 G ± E

Avec :

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

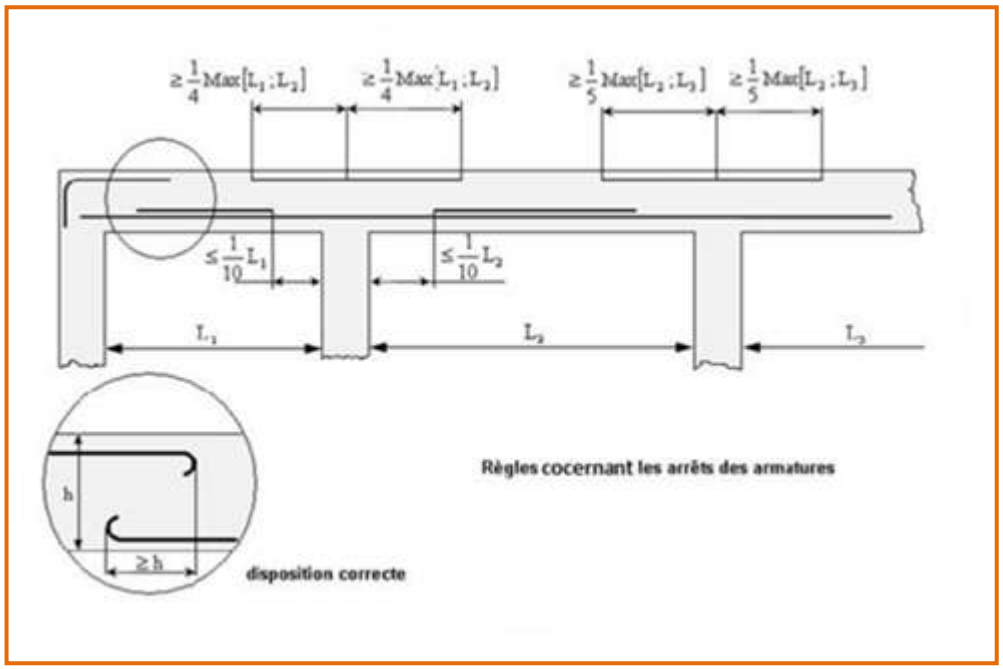


Figure V.1.1 disposition des armatures pour les poutres

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction

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

- **Les sections de béton :**
  - Poutres principales :**(bxh)** = (30x40) cm^2
  - Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x35) cm^2

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

Tableau V.2.1 les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\boldsymbol{\gamma_b = 1.5}$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_b = 1$
$\boldsymbol{\sigma_b = 25\ MPa}$	FeE400	$\sigma_b = 25\ MPa$	FeE400
$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}} = 14.16$MPa	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\overline{\sigma_b} = 18.50$Mpa	$\sigma_s = 400\ MPa$

V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales selon 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 qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➢ La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø en Zone III.
➢ En Travée et appui ≥ Amin CBA 93 et Amin RPA 2003
➢ En Travée et appui ≤ Amax RPA 2003

V.2.2.b. Armatures transversales selon RPA 2003 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 ; 12ϕl) Zone nodale

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

- Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires:

Tableau V.2.2 Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*40)

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisis (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	60.08	1.35G+1.5Q	0	3.41	3HA14=4.62
		Appui	-100.52	1.35G+1.5Q	0	4.59	3HA16=6.03
	Etages	Travée	65.29	1.35G+1.5Q	0	3.99	3HA14=4.62
		Appui	-93.06	G+Q+Edy	0	5.75	3HA12 =3.39
Rive	Terrasse	Travée	-100.53	G+Q+Edy	0	1.39	3HA16=6.03
		Appui	-39.49	G+Q+Edy	0	2.37	3HA12=3.39
	Etages	Travée	39.09	G+Q+Edy	0	2.72	3HA12=3.39
		Appui	-67.83	G+Q+Edy	0	3.90	3HA14=4.62

Tableau V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35)

	Niveau	Position	Mu (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisis (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	19.64	G+Q+Edy	0	0.8	3HA12=3.39
		Appui	-21.81	G+Q+Edy	0	1.42	3HA12=3.39
	Etages	Travée	21.89	1.35G+1.5Q	0	0.93	3HA12=3.39
		Appui	-24.96	G+Q+Edx	0	1.75	3HA12=3.39
Rive	Terrasse	Travée	10.92	G+Q+Edx	0	1.19	3HA12=3.39
		Appui	-22.72	G+Q+Edx	0	2.37	3HA12=3.39
	Etages	Travée	26.77	G+Q+Edx	0	1.35	3HA12=3.39
		Appui	-44.16	G+Q+Edx	0	3.34	3HA12=3.39

V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

• A tendue ≥ Amin CBA

• A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A max RPA

• A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A max RPA

Tel que : Amin CBA = b.h /1000

$Amin_{RPA}$ =0.5 % b.

Tableau V.2.4 Vérification des poutres principales

	Niveau	position	A choisis (cm^2)	A_{min}CBA =1,20 cm^2	A_{min}RPA =6,00cm^2	A_{tmax} RPA = 48 cm^2	A_{amax} RPA =72cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
		Appui	4.62	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
	Etages	Travée	4.62	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
		Appui	6.03	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
Rive	Terrasse	Travée	3.39	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
		Appui	3.39	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 2HA12**
	Etages	Travée	3.39	C.V	C.V	C.V	C.V	**5HA14**
		Appui	4.62	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**

Tableau V.2.5 Vérification des poutres secondaires

	Niveau	Position	A choisis (cm^2)	A_{minCBA} = 0.75 cm^2	A_{minRPA} = 3.75 cm^2	Correction
Intermédiaire	Terrasse					
		Appui	3.39	OUI	NON	**3HA14=4.62**
	Etages					
		Appui	3.39	OUI	OUI	**3HA14=4.62**
Rive	Terrasse					
		Appui	3.39	OUI	NON	**3HA14=4.62**
	Etages					
		Appui	3.39	OUI	NON	**3HA14=4.62**

V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

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

$\sigma_b = (M_{ser} * y)/I$

$\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$, $\bar{\sigma}_b = 15\, Mpa$

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

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

$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e\ ; 110\sqrt{n * f_{tj}}) = 202\, MPa$

$\sigma_s = M_{ser} * 15 * (d - y)/I$

Et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Donc :

Pour la fissuration peu nuisible : σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa

Pour la fissuration préjudiciable: σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa & σs ≤ [σs].

Tableau V.2.6 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	**Mser** (kN.m)	Combinaisons	**A adopter** (cm^2)	**σb** (MPa)	**σs** (MPa)	**σb≤ [σb]**	**σs≤ [σs]**
Intermédiaire	Terrasse	Travée	35.67	G+Q	6.88	1.2	52.6	OUI	---
		Appui	-47.43	G+Q	6.88	1.6	69.9	OUI	---
	Etages	Travée	41.45	G+Q	6.88	1.4	61.2	OUI	---
		Appui	-57.11	G+Q	6.88	2	84.2	OUI	---
Rive	Terrasse	Travée	13.25	G+Q	6.88	1	13.7	OUI	OUI
		Appui	-19.03	G+Q	6.88	1.5	19.7	OUI	OUI
	Etages	Travée	18.29	G+Q	6.88	1.4	18.9	OUI	OUI
		Appui	-26.80	G+Q	6.88	0.9	39.5	OUI	OUI

Tableau V.2.7 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires :

	Niveau	**position**	**Mser (KN.m)**	**combinaisons**	**A adopter (cm^2)**	**σb (MPa)**	**σs (MPa)**	**σb≤ [σb]**	**σs≤ [σs]**
Interm	Terrasse	Appui	-6.72	G+Q	3.39	1.5	18.4	OUI	---
	Etages	Appui	-10	G+Q	3.39	0.6	30.5	OUI	---
Rive	Terrasse	Appui	-6.13	G+Q	3.39	1.4	16.8	OUI	OUI
	Etages	Appui	-11.88	G+Q	3.39	0.7	36.3	OUI	OUI

V.2.5 Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau V.2.8 Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales :

	Niveau	T_u (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
I	Terrasse	91.77	1.35G+1.5Q	0.71	4.34	OUI
	Etages	112.92	1.35G+1.5Q	0.88	4.34	OUI
R	Terrasse	44.58	1.35G+1.5Q	0.34	3.26	OUI
	Etages	62.65	1.35G+1.5Q	0.49	3.26	OUI

Tableau V.2.10 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires :

	Niveau	T_u (KN)	combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
I	Terrasse	15.87	1.35G+1.5Q	0.16	4.34	OUI
	Etages	30.53	1.35G+1.5Q	0.32	4.34	OUI
R	Terrasse	21.80	G+Q+Edx	0.23	3.26	OUI
	Etages	37.32	G+Q+Edx	0.39	3.26	OUI

V.2.5.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type barres à haute adhérence Fe E400.

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. V.11.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement :

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τu (MPa)	St (cm)	At cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)
30X45 PP	0.88	35	2	5	20	1.8	5	20	2 = 4T8
25X30 PS	0.39	20	2	5	10	0.75	5	10	2 = 4T8

V.2.6.Vérification de la flèche :

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

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

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq K \leq 0{,}85$), on prend K = 0,75

Tableau. V.12.Vérification de la flèche des poutres.

	1ere condition	2eme condition	3eme condition

	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_t}{b\,d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b\,d} \leq \frac{4.2}{fe}$
P.P	0.088	0.06	OUI	0.088	0.075	OUI	0.005	0.01	OUI
P.S	0.086	0.06	OUI	0.086	0.075	OUI	0.006	0.01	OUI

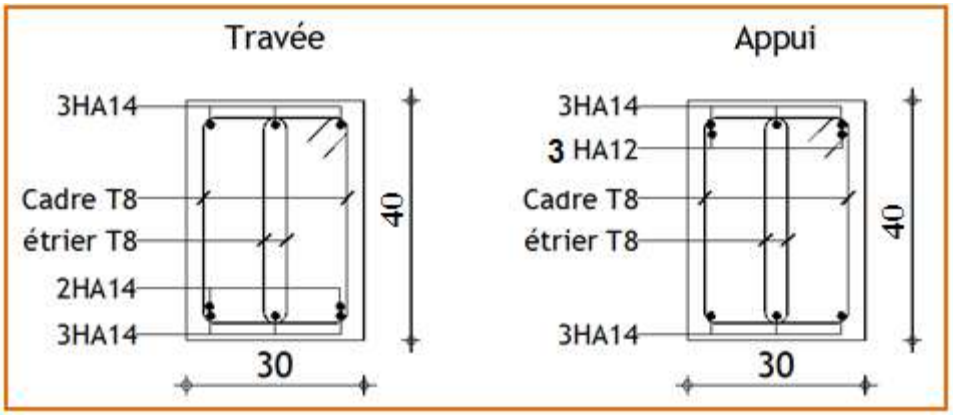


Figure. V.2.Ferraillages des poutres principales de rive de terrasse

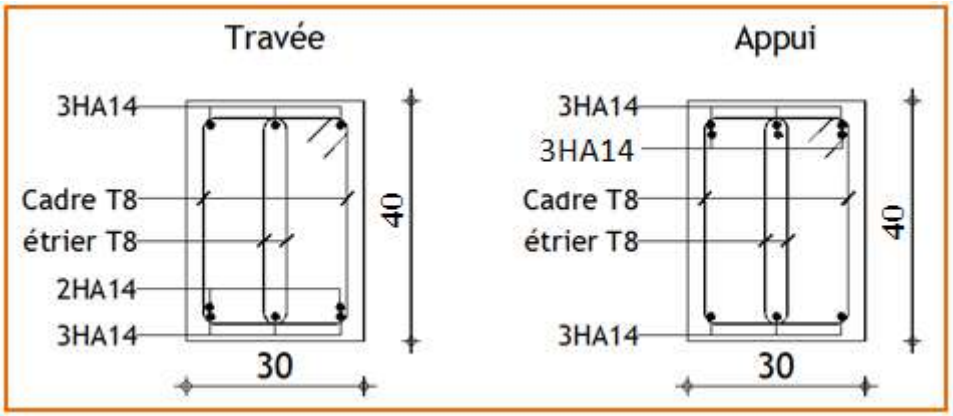


Figure.V.3.Ferraillages des poutres principales de rive de l'étage courant

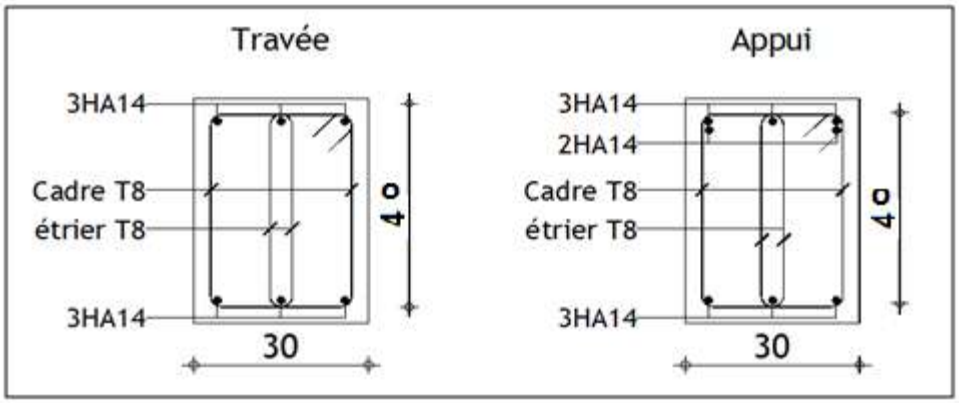


Figure.V.4.Ferraillages des poutres principales intermédiaires de terrasse

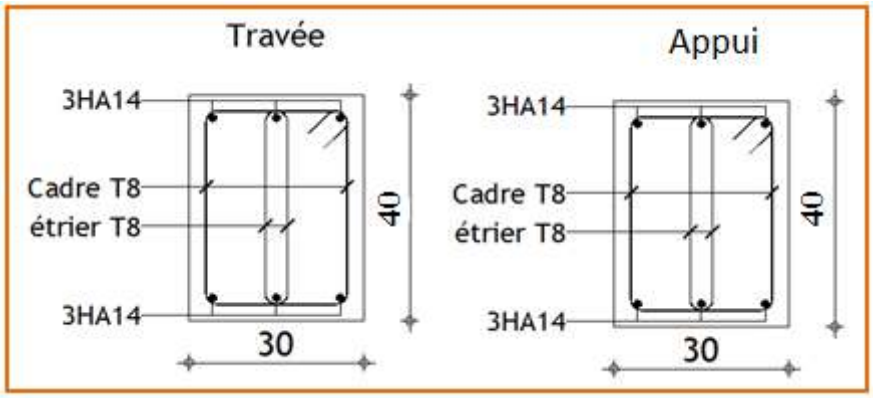


Figure. V.5.Ferraillages des poutres principales intermédiaires de l'étage courant

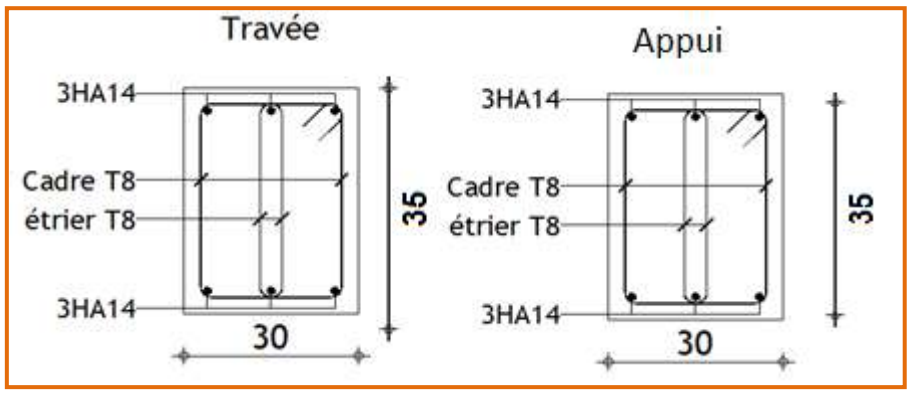


Figure. V.6.Ferraillage des poutres secondaires

V.3.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.3.1.Détermination des armatures longitudinales ;

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ par\ métre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\%\ \ B : section\ de\ béton\ comprimé \end{cases}$$

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'.

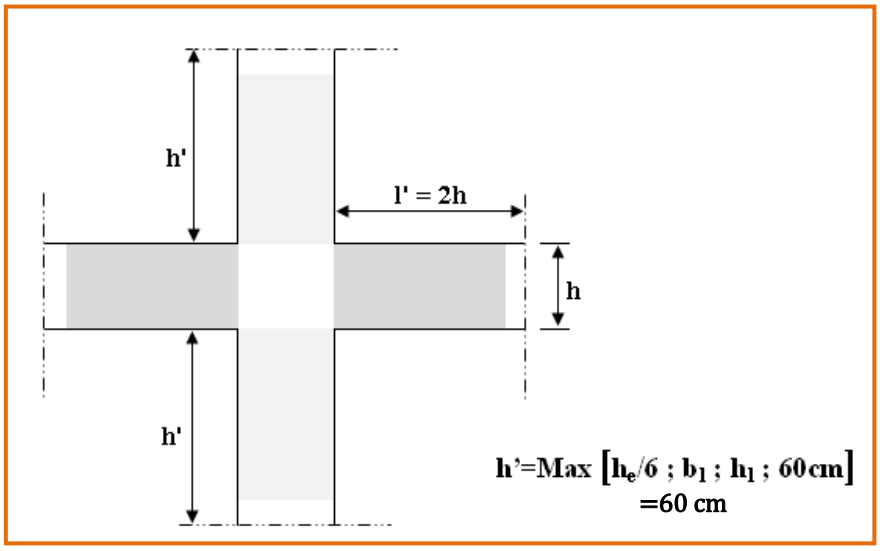


Figure. V.7 .Définition de la zone nodale dans les poteaux.

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

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

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

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b.Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**

- ❖ G +Q ± E
- ❖ 0,8G ± E

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

- ❖ M_{max} et son N_{corr}.
- ❖ N_{max} et son M_{corr}.
- ❖ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

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 :

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

- ❖ 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 dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

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

Avec :

- $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\text{G}}{Mu}$
  - ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
  - ✓ L_f : longueur de flambement.
  - ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

❖ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

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

❖ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\ (15\ \text{et}\ \frac{20*e1}{h})$$

V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau.V.3.1détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU :

Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
4ème (35*35)	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	271.33	7.24	-6.20	3.2	3.2	11.03	8HA14=12.32
	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	-39.69	29.05	5.00	2.9	2.9	11.03	8HA14=12.32
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-39.69	2.76	30.08	3.2	2.9	11.03	8HA14=12.32
3ème (35*35)	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	396.35	6.51	-12.41	3.2	3.2	11.03	8HA14=12.32
	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	-27.55	25.11	2.30	3.2	3.2	11.03	8HA14=12.32
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-93.19	18.35	1.86	5.2	5.2	11.03	8HA14=12.32
2ème (35*35)	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	589.64	6.68	-10.17	3.2	3.2	11.03	8HA14=12.32
	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	-10.71	37.19	2.38	3.2	3.2	11.03	8HA14=12.32

	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-189.62	12.52	1.97	5.5	5.5	11.03	8HA14=12.32
1ère (35*35)	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	814.23	4.63	-6.53	3.2	3.2	11.03	8HA14=12.32
	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	-2.43	30.95	3.37	3.8	3.2	11.03	8HA14=12.32
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-374.92	9.62	10.62	2.9	2.9	11.03	8HA14=12.32
RDC (40*40)	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1078.88	4.85	-5.13	6.4	6.4	14.40	8HA16=16.24
	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	63.22	41.21	1.74	6.4	6.4	14.40	8HA16=16.24
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-507.26	3.76	12.29	6.4	6.4	14.40	8HA16=16.24
S-Sol (45*45)	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1386.99	1.86	-0.75	6.4	6.4	14.40	8HA16=16.24
	Mmax --> Ncorr	1,35.G+1,5.Q	337.76	0.25	14.65	6.4	6.4	14.40	8HA16=16.24
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-257.65	1.99	3.06	6.4	6.4	14.40	8HA16=16.24

V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS 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.

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 :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Tableau. V.3.2. Vérification des armatures à ELS des poteaux :

Niveau (m)	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	$A_{choisie}(cm^2)$ (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)	Vérification
4ème (35*35)	G+Q	198.68	-4.48	5.36	8.7	15.00	201.63	CV
	G+Q	13.01	34.60	2.85	5.6	15.00	201.63	CV
	G+Q	13.01	34.60	2.85	5.6	15.00	201.63	CV
3ème (35*35)	G+Q	290.17	-8.94	4.66	8.7	15.00	201.63	CV
	G+Q	53.08	31.25	2.32	5.1	15.00	201.63	CV
	G+Q	52.19	0.63	10.43	8.7	15.00	201.63	CV
2ème (35*35)	G+Q	429.21	-7.28	4.78	8.7	15.00	201.63	CV
	G+Q	99.73	30.75	1.60	8.7	15.00	201.63	CV
	G+Q	87.57	1.33	8.49	8.7	15.00	201.63	CV

1ère (35*35)	G+Q	591.07	-4.66	3.31	5.6	15.00	201.63	CV
	G+Q	153.90	24.64	0.30	5.6	15.00	201.63	CV
	G+Q	105.47	0.78	4.84	5.6	15.00	201.63	CV
RDC (40*40)	G+Q	782.05	-3.61	3.43	5.1	15.00	201.63	CV
	G+Q	182.26	33.50	0.40	5.1	15.00	201.63	CV
	G+Q	122.83	-1.57	0.64	5.1	15.00	201.63	CV
S-Sol (45*45)	G+Q	1004.45	-0.51	1.33	8.7	15.00	201.63	CV
	G+Q	246.62	10.54	0.18	8.7	15.00	201.63	CV
	G+Q	388.99	1.35	2.44	8.7	15.00	201.63	CV

V.3.4.Détermination des armatures transversales :

V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

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

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

V.3.4.b. 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 :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 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 côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

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

V.3.4.c Les armatures transversales:

Selon le CBA93 : $\dfrac{A_t}{b*S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}*K)}{0.9*f_e(cos\alpha + sin\alpha)}$

Selon le RPA99 version 2003 : ►► **[Art 7.4.2.2]** ◄◄ :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{hf_e} \quad \Rightarrow \quad St = \frac{h\ .fe\ .At}{\rho.Vu}$$

- At= nt.at

Tableau V.3.3 Choix des armatures transversales est leur espacement

Niveau	Section	Zone	St (cm)	$A_{t\ min}$	$A_{t\ choisie}$ cm^2
3 et 4	35 X 35	zone nodale	10	0.65	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.30	
1 et 2	35 X 35	zone nodale	10	0.58	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.26	
RDC	40 X 40	zone nodale	10	0.49	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.21	
S/SOL	45 X 45	zone nodale	10	0.43	4T8 = 2.01
		Zone courante	15	0.17	

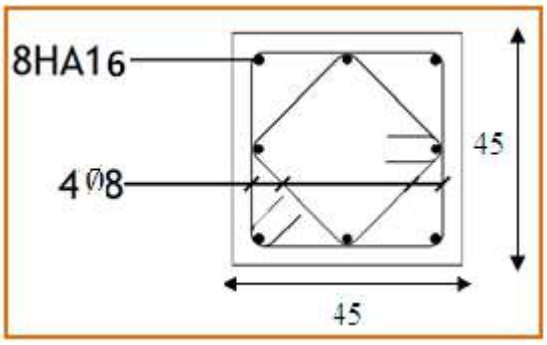


Figure. V.8.Ferraillage poteaux (45*45)

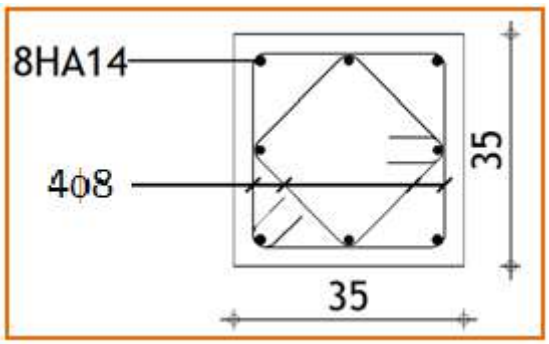


Figure. V.9.Ferraillage poteaux (35*35)

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES:

V.4.1. Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- ❖ Les armatures verticales.
- ❖ Les armatures transversales.
- ❖ Les armatures horizontales.

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.a. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.b. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- Des aciers transversaux "A_t ".

V.4.3. Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " ***NAVIER*** ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

- S: section transversale du voile: S = a .L
- I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$
- L: la largeur du voile.
- a: épaisseur du voile.
- y: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

Cas1 : Si$\sigma_1$et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$

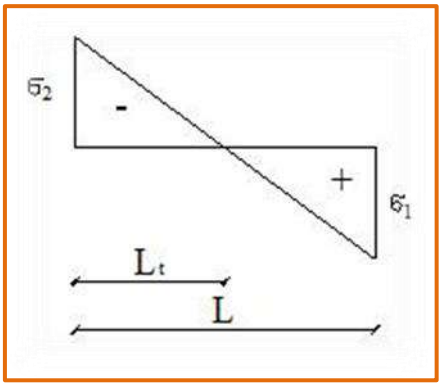


Figure. V.10. Diagramme des contraintes (SPC).

Cas2 : Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue,la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

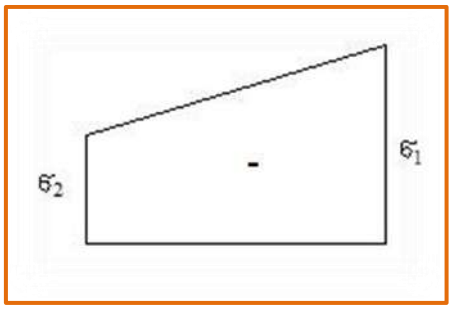


Figure. V.11.Diagramme des contraintes (SET).

Cas3 : Si $\sigma_1$etσ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$A_{min} = 0{,}15\%.a.L$

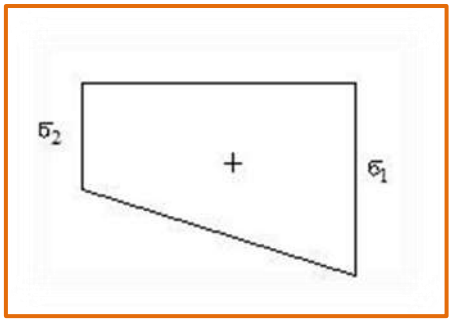


Figure. V.12.Diagramme des contraintes (SEC).

V.4.3.a. Recommandations réglementaires:

❖ **Armatures verticales:**

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

- **Condition de non fragilité**

✓ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

Avec:

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

✓ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0{,}2\%B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver}: diamètre vertical.

❖ **Armatures horizontales:**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \le \min[0{,}9d; 40cm]$

$S_h \le \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0{,}4.a}$

$$S_t \leq \frac{A_h.0,9.f_{eh}}{\gamma_s.a.\tau_b}$$

$$\bar{\tau}_b = \min\left[0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]: \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_b = \min\left[0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]: \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \min[1,5a; 30cm]$$

❖ **Armatures transversales:**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où 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 du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq Min[1,5.a ; 30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zonecourante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zoned'extrémité}) \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

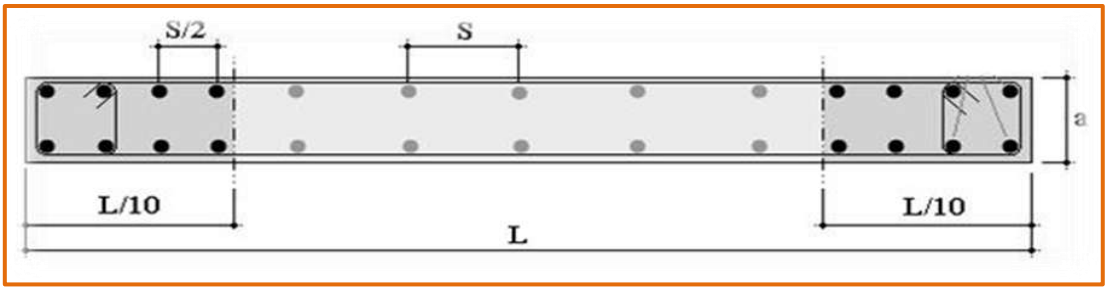


Figure. V.13. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.4. Armatures verticales :

V.4.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau. V.4.1.Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ $_s$=400 MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.4.2.Calcul des armatures verticales des voiles pleines

niveau		voile	S	N	M	T	Situ	*Acal*	*Amin RPA* 0.15% *b*e	*Amin CBA* B/1000	choix
Sous-sol	X	$V_{1.2.3.4}$	15x315	664.42	151.54	536.66	ACC	13.2	7.08	4.72	2x(HA12) ;e=15
		$V_{1.2.3.4}$	15x345	1163.81	39.48	246.38	ACC	14.4	7.76	5.17	2x(HA12);e=15
		$V_{1.2.3.4}$	15x295	604.63	1.52	103.76	ACC	12.4	6.63	4.42	2x(HA12);e=15
		$V_{1.2}$	15x330	612.63	2.92	115.58	ACC	13.8	7.42	4.95	2x(HA12);e=15
	Y	$V_{1.2.3.4}$	15x510	1590.04	663.9	383.37	ACC	21	11.47	7.65	2x(HA12);e=15
		V_1	15x495	1075.85	1.66	-175.29	ACC	20.4	11.13	7.42	2x(HA12);e=15
		$V_{1.2}$	15x430	1005.65	1.47	-152.48	ACC	17.8	9.67	6.45	2x(HA12);e=15

	$V_{1.2.3.4}$	15x470	1200.50	230.78	337.63	ACC	19.4	10.57	7.05	2x(HA12);e=15
RDC	$V_{1.2.3.4}$	15x200	1062.45	1267.5	431.01	ACC	8.6	4.5	3	2x(HA12);e=15
1ere	$V_{1.2.3.4}$	15x200	548.28	941.50	477.79	ACC	8.6	4.5	3	2x(HA12);e=15
2eme	$V_{1.2.3.4}$	15x200	374.94	574.96	346.74	ACC	8.6	4.5	3	2x(HA12);e=15
3eme	$V_{1.2.3.4}$	15x200	326.42	451.45	277.51	ACC	8.6	4.5	3	2x(HA12);e=15
4eme	$V_{1.2.3.4}$	15x200	218.10	202.96	63.41	ACC	8.6	4.5	3	2x(HA12);e=15

V.4.1.1.1 Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

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

$$\text{Et } \sigma s \leq [\sigma_s]=202MPa$$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4.3 vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau		Voile	S	N	M	A_{adop}	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ = 15 MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ = 202 MPa
Sous-sol	X	$V_{1.2.3.4}$	15x 315	461.25	1.36	18.1	0.9	13.2	oui	oui
		$V_{1.2.3.4}$	15x345	393.47	1.74	20.3	0.7	10.3	oui	oui
		$V_{1.2.3.4}$	15x295	663.13	1.39	16.96	1.3	20.2	oui	oui
		$V_{1.2}$	15x330	712.29	2.49	19.23	1.3	19.4	oui	oui
	Y	$V_{1.2.3.4}$	15x 510	797.26	0.62	29.41	0.9	14	oui	oui
		V_1	15x495	750.39	1.60	28.27	0.9	13.6	oui	oui
		$V_{1.2}$	15x430	861.28	1.47	24.88	1.2	18	oui	oui
		$V_{1.2.3.4}$	15x470	582.85	0.47	27.1	0.7	11.1	oui	oui
RDC		$V_{1.2.3.4}$	15x200	397.15	7.39	11.31	1.2	18.7	oui	oui
1ere		$V_{1.2.3.4}$	15x200	347.87	78.40	11.31	1.6	24.3	oui	oui
2eme		$V_{1.2.3.4}$	15x200	276.43	81	11.31	1.4	21.4	oui	oui
3eme		$V_{1.2.3.4}$	15x200	194.64	89.28	11.31	1.3	18.6	oui	oui

4eme	$V_{1.2.3.4}$	15x200	110.92	109.83	11.31	1.2	17.1	oui	oui

V.4.1.2 Calcul des armatures horizontales:

$\tau b \leq \tau b = 0.2\ f_{c28}$ [ART RPA]**7.7.2. - contraintes limites de cisaillement**

ou : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec $\bar{V} = 1.4V_{calcul\ é}$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

$\phi t \leq \frac{1}{10}.a$ ϕt =1 cm

$S_h \leq \frac{A*h}{0.003}$

$S_h \leq$ min (1.5a ; 30) ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

Comme At est connue, alors : $At=1.at = \pi\phi t^2/4 = 0.785\ cm^2$ = 1HA10

H= 306 cm , S_t = 20 cm . On an 16 barres horizontales

Donc ; $A_t = 12.56\ cm^2$ = 16HA10

Tableau V.4.4. calcul des armatures horizontales

niveau		voile	Vu KN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification	$\emptyset_h$ cm	Sh cm	A_{minRPA} 0.2 %*h*e	choix	A final
s.sol	**X**	$V_{1.2.3.4}$	536.66	1.81	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.2.3.4}$	246.38	0.83	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.2.3.4}$	103.76	0.35	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.2}$	115.58	0.39	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
	Y	$V_{1.2.3.4}$	383.37	1.29	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.}$	175.29	0.59	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.2}$	152.48	0.51	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
		$V_{1.2.3.4}$	337.63	1.14	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
RDC		$V_{1.2.3.4}$	431.01	1.46	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
1ere		$V_{1.2.3.4}$	477.79	1.61	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
2eme		$V_{1.2.3.4}$	346.74	1.17	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57

3eme	$V_{1.2.3.4}$	277.51	0.94	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57
4eme	$V_{1.2.3.4}$	63.41	0.21	5	Oui	1	20	9.18	2*(16HA10)	12.57

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que $Ø_t \geq \frac{Ø_v}{3}$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles .

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m² au moins.

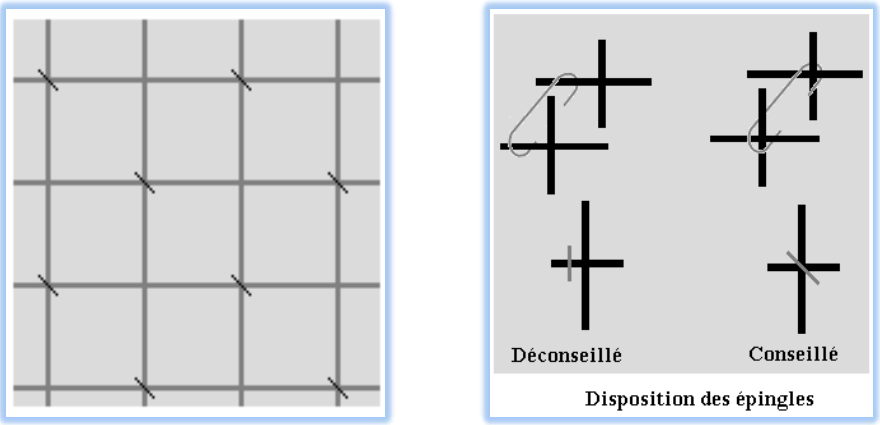


Figure V.14 disposition des armatures transversales (épingles)

V.4.2 les voiles avec ouverture

a.les trumeaux

- **Les armatures verticales**

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq Min\,[0.9d\,, 40\ cm\,] \\ S_t \leq min\,(1.5\ a\,, 30\ cm) \quad RPA\ [\ ART\ 7.7.4.3] \end{cases}$

Tableau V.4.6. Calcul les armatures verticales

niveau	Voile	S	N	M	*Acal*	*Amin RPA* 0.2%*b*e	*Amin CBA* B/1000	S_v	$S_{v/2}$	choix
RDC	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	873.25	289.30	4.5	2.92	4.72	20	10	2x(7HA12 = 7.92)
1ere	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	674.11	262.88	4.5	2.92	4.72	20	10	2x(7HA12 = 7.92)
2eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	405.68	203.42	4.5	2.92	4.72	20	10	2x(7HA12 = 7.92)
3eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	224.92	164.90	4.5	2.92	4.72	20	10	2x(7HA12 = 7.92)
4eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	77.20	92.11	4.5	2.92	4.72	20	10	2x(7HA12 = 7.92)

V.4.2.1 Vérification à E.L.S

Tableau V.4.7. Vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau	voile	S	N	M	*Aadop*	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ = 15 MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ = 202 MPa
RDC	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	236.50	14.80	7.92	1.8	27	oui	oui
1ere	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	199.02	21.15	7.92	1.8	26.4	oui	oui
2eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	148.33	-25.58	7.92	1.6	23.7	oui	oui
3eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	104.69	-25.20	7.92	1.4	19.7	oui	oui
4eme	$V_{1.2.3.4}$	15x97.5	49.67	-28.36	7.92	1.1	16.2	oui	oui

- **Les armatures horizontales**

- τb≤τb = 0.2 f_{c28} [ART RPA] **7.7.2. - contraintes limites de cisaillement**
- ou : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ avec $\bar{V} = 1.4V_{calcul\ é}$
- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile = 0.9h
- h : hauteur totale de la section brute
- $\phi t \leq \frac{1}{10}.a$ ϕt =1 cm
- $S_h \leq \frac{A*h}{0.003}$
- $S_h \leq \min(1.5a ; 30)$ ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄
- Comme At est connue, alors : At=1.at = $\pi\phi t^2/4$ = 0.785 cm^2 = 1HA10
- H= 306cm , S_t = 20 cm . On an 16 barres horizontales
- Donc ; A_t = 12.56 cm^2 = 16HA10

Tableau V.4.8. Calcul les armateurs horizontales

niveau	voile	E cm	H cm	Vu Kn	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérifi	$\emptyset_h$ cm	Sh cm	$AminRPA$ 0.15 *h*e	choix	A final
RDC	$V_{1.2.3.4}$	15	306	371.43	1.35	5	oui	1	20	6.88	2*(16HA10)	12.57
1ere	$V_{1.2.3.4}$	15	306	352.66	1.29	5	oui	1	20	6.88	2*(16HA10)	12.57
2eme	$V_{1.2.3.4}$	15	306	277.58	1.01	5	oui	1	20	6.88	2*(16HA10)	12.57
3eme	$V_{1.2.3.4}$	15	306	229.26	0.83	5	oui	1	20	6.88	2*(16HA10)	12.57
4eme	$V_{1.2.3.4}$	15	306	135.07	0.49	5	oui	1	20	6.88	2*(16HA10)	12.57

b.les linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

➢ **Recommandations réglementaires**

❖ **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99**

✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage: on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- Des aciers transversaux: A_t
- Des aciers en partie courante: A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2d' \quad \textbf{[3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$$\lambda = \frac{L}{H} \begin{cases} \lambda > 1 \text{ (linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long $(\lambda > 1)$

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court $(\lambda < 1)$

On doit avoir: $S_t \le \dfrac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ [3]

$$T = \min\left(V_1, V_2\right) ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

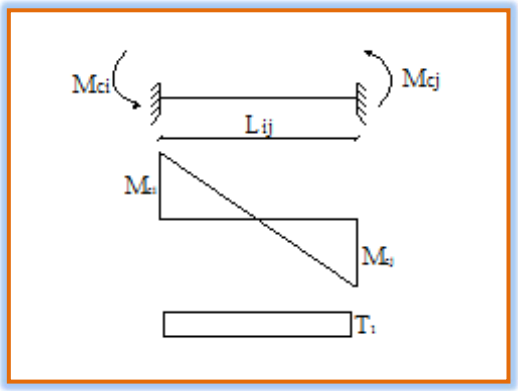


Figure V.15 Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

2. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{28}$)

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec:} \; tg\,\alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad \textbf{[3]}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

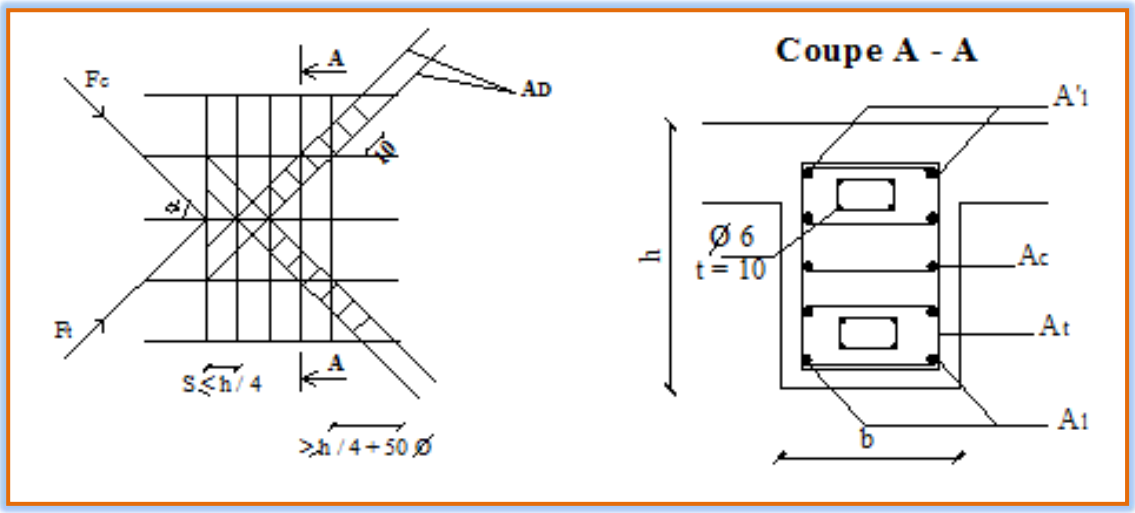


Figure V.16 Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal**

❖ **Selon le RPA 99 version 2003**

on a:

-Armatures longitudinales : $A_l, A_l^{'} \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales : $\begin{cases} A_t \geq 0.15\,\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\,\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} \end{cases}$

-Armatures de diagonales : $\begin{cases} A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h & \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \\ A_D = 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \end{cases}$

-Armatures de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent etre au total d'un minimum égal à 0.20% de la section de linteau.

➢ **Calcule de ferraillage**

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

- **Les armatures longitudinales**

Tableau V.4.9. Calcul les armatures longitudinales

	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τ Mpa	τ≥0.06xfc28	M	S_t cm	Al (cm²)		A_{choisi} cm²
									A_{CAL}	A_{min}	

RDC / 1ere	166	15	120	721.96	4.51	Traction / compression	76.34	20	3.74	3.73	8HA10= 9.05
1 ere / 2 eme	166	15	120	619.67	3.87	Traction / compression	120.77	20	3.74	3.73	8HA10= 9.05
2 eme / 3 eme	166	15	120	435.41	2.72	Traction / compression	146.96	20	3.74	3.73	8HA10= 9.05
3 eme / 4 eme	166	15	120	252.15	1.58	Traction / compression	174.54	20	3.74	3.73	8HA10= 9.05

- **Les armatures diagonales**

Tableau V.4.10. Calcul les armatures diagonales

	A_D cm^2		A_{choisi} cm^2	A_t cm^2	S_t cm
	A_{CAL}	A_{min}			
RDC / 1ere	11.14	3.73	8HA14=12.32	1Ø6	10
1 ere / 2 eme	9.56	3.73	8HA14=12.32	1Ø6	10
2 eme / 3 eme	6.72	3.73	8HA12=9.05	1Ø6	10
3 eme / 4 eme	3.89	3.73	8HA10=6.28	1Ø6	10

- **Les armateurs horizontales**

Tableau V.4.11 Calcul les armatures horizontales

	Λ	ver	Vu	Mci (kN.m)	Mcj (kN.m)	V1 (kN)	V2 (kN)	min	S_t (cm)	A_t		Ac		A_{choisi}
										Atcal	At_{min} RPA	A_{CAL}	A_{min}	
RDC / 1ere	0.72	linteau court	721.96	240.85	240.85	401.42	1443.92	401.42	20	0.56	6	4.98	4.98	7HA12=7.92
1 ere / 2 eme	0.72	linteau court	619.67	240.85	240.85	401.42	1239.34	401.42	20	0.56	6	4.98	4.98	7HA12=7.92
2 eme / 3 eme	0.72	linteau court	435.41	240.85	240.85	401.42	870.82	401.42	20	0.56	6	4.98	4.98	7HA12=7.92
3 eme / 4 eme	0.72	linteau court	252.15	240.85	240.85	401.42	504.3	401.42	20	0.56	6	4.98	4.98	7HA12=7.92

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base en contact direct avec le sol d'assise, auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.3. caractéristiques du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donnée par le laboratoire "GEOTECHNICAL AND CONSTRUCTION ENGENEERING".

VI.3.1. Capacité portante du sol:

La charge limite du sol, notée q_L, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. Elle est donnée par :

$$q_L = R_P/\beta$$

Avec β : coefficient de portance compris entre 5 et 7.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prenne en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm} et telle que : $q_{adm} = q_L/F$;F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

En tenant compte de ces deux coefficients (β et F), la valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{20}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance équivalente $\mathbf{R_p^e = 40\ bars}$ à partir de la profondeur $z = 4.00\text{m}$ (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$\mathbf{q_{adm} = 2.00\ bars}$$

VI.3.2. Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondant à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à quatre mètres (2,00m) à partir du niveau du terrain naturel ; soit :

$$\mathbf{D = 2.00m}$$

Les caractéristiques de ce sol sont : $\varphi = 11{,}01°$, $C = 36\text{kPa}$, $\gamma_h = 20.02\ \text{kN/m}^3$

On doit justifier le choix du type de fondation correspondante à la capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 2.00$ bar avec un ancrage de 2 m sous le niveau du sous-sol (-3.06m), donc D= 5.06m.

VI.4.Le choix du type de fondation: dépend de:

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- Les charges amenées par la construction.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.
- Rapport de sol.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux dans notre structure, les semelles seront de trois types :

- semelles isolées.
- semelles filantes sous voiles.
- semelles filantes sous poteaux.

❖ Semelle isolée sous poteau :

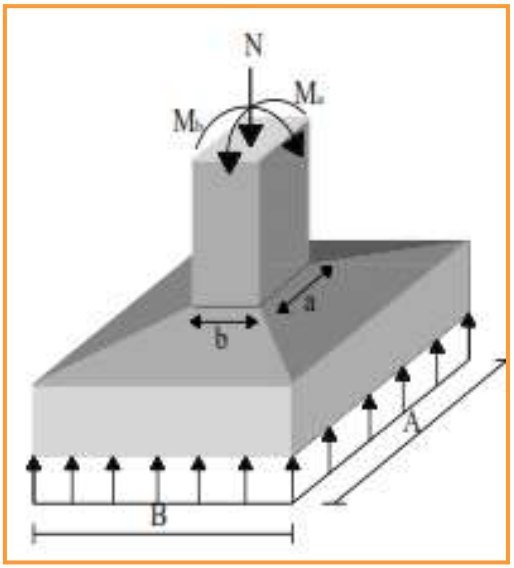


Figure VI.1.*Semelle isolée sous poteau*

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad , \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$\sigma_{sol} = 0.20\ MPa \quad , \quad a = b = 50\ cm \quad , \quad c = 3\ cm$$

Semelle	N_{ser}(KN)	M_{ser}(KN.m)	A (m)	B (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)	c (m)
S1	1528.52	7.18	2.76	2.76	2.80	2.80	0.61	0.70	0.03
S2	1156.93	7.72	2.40	2.40	2.50	2.50	0.53	0.60	
S3	940.5	11.07	2.16	2.16	2.20	2.20	0.5	0.50	

Vérification du chevauchement des semelles :

$$L \geq \frac{1.5(B + B')}{2}$$

$$L = 3.10\ m \quad , \quad \frac{1.5(B + B')}{2} = \frac{1.5(2.80 + 2.80)}{2} = 4.20\ m \quad (C.N.V)$$

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes.

❖ Semelle filante sous voiles et poteaux :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage.il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

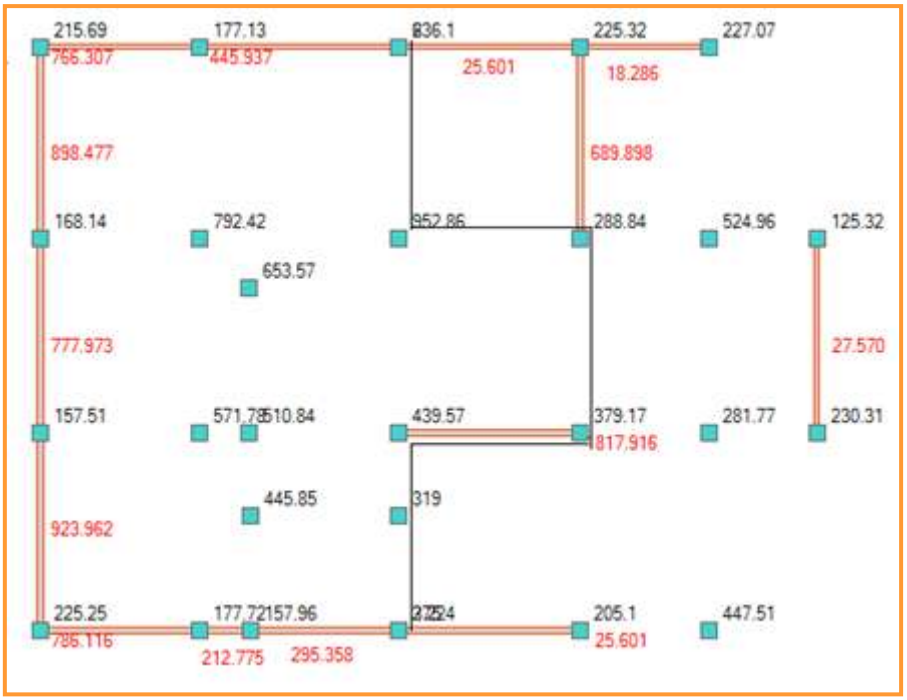


Fig. VI.2 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS

On raison du rapprochement des poteaux on adopte les semelles filantes

VI.4.1. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

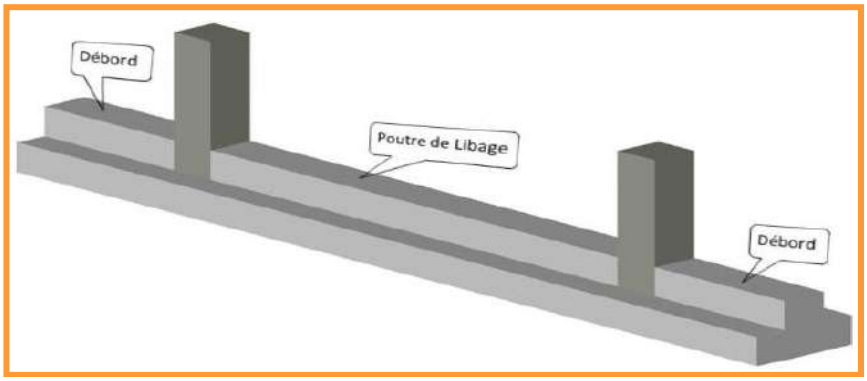


Fig. VI.4 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

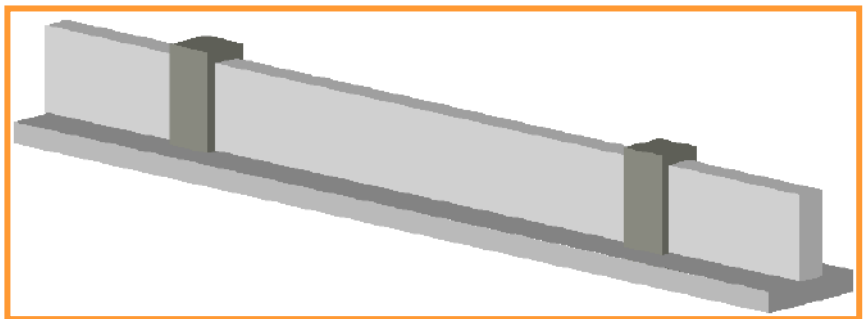


Fig. VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous voiles

VI.4.2. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$N = \frac{\sum N}{L}$; $M = \frac{\sum M}{L}$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}}$; $d \geq \frac{B-b}{4}$; $h=d + c + \frac{\emptyset}{2}$

Tableau VI.2: Dimensions des semelles filantes sous poteaux et voiles :

Sem	N [KN]	L [m]	B Calculé [m]	B choisi [m]	H [m]	γbéton [KN]	Ns [KN]	γterre [KN]	D [m]	Nt [KN]	NT [KN]	σ [MPa]
SF1	1644.8	9.00	0.913	1.30	0.35	25	94.5	19.4	2	306.4	282.85	0.187
SF2	2983.7	14.6	1.022	1.30	0.35	25	166.08	19.4	2	497.1	3674.20	0.194
SF3	1847.6	13.5	0.643	1.30	0.35	25	153.56	19.4	2	459.6	2494.73	0.142
SF4	1101.3	13.5	0.409	1.30	0.35	25	153.56	19.4	2	459.6	2494.73	0.100
SF5	453.38	4.9	0.463	1.30	0.35	25	55.74	19.4	2	166.8	689.61	0.108
SF6	718.30	7.8	0.461	1.30	0.35	25	88.73	19.4	2	265.6	1086.26	0.107
SF7	740.65	14.6	0.474	1.30	0.35	25	166.08	19.4	2	497.1	3674.20	0.075
SF8	445.62	5.95	0.374	1.30	0.35	25	67.68	19.4	2	202.5	729.55	0.094
SF9	740.65	14.6	0.474	1.30	0.35	25	166.08	19.4	2	497.1	3674.20	0.075

VI.4.3. Calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur 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 ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

a) Armatures principales :

$$A=N\left(1+\frac{3e_0 b}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- N: étant le nombre de barres
- $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Armatures principales des semelles filantes

Semelle	L (m)	N_{EIU} (KN)	N_{ser} (KN)	$N_{elu/ml}$ (KN/ml)	$N_{ser/ml}$ (KN/ml)	A_{ELU} (cm^2)	Aser (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	9.00	1644.8	1217.78	182.75	135.31	1.79	1.35	6HA12 = 7.92	20
SF_2	14.6	2983.7	2210.15	200.25	151.38				
SF_3	13.5	1847.6	1368.41	136.86	101.36				
SF_4	13.5	1101.3	815.77	81.58	60.42				
SF_5	4.9	453.38	335.38	92.53	68.45				
SF_6	7.8	718.30	532.08	92.09	68.22				
SF_7	14.6	740.65	548.14	50.73	37.53				
SF_8	5.95	445.62	330.09	74.90	55.48				
SF_9	14.6	740.65	548.14	50.73	37.53				

b) Armatures de répartition :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B \text{ en } [m] \quad , \quad A \text{ et } A_{rép} \text{ en } [cm^2]$$

Tableau VI.4: Armatures de répartition

Semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	6HA12 = 7.92cm^2 par ml	20
SF_2		
SF_3		
SF_4		
SF_5		
SF_6		
SF_7		
SF_8		
SF_9		

VI.4.4. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

Avec :

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.5 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes :

Semelle	HA(mm)	Ls (cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1	12	42.85	0.1625	0.325	Courbe ou crochet
SF2					
SF3					
SF4					
SF5					
SF6					
SF7					
SF8					
SF9					

Conclusion :

Dans toutes les semelles, les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.5. Vérification de la stabilité au renversement : ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = M/N \leq B/4$).

Tableau VI.6: Vérification de la stabilité au renversement :

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	1644.8	28.15	0.05	1.30	0.325	CV
SF_2	2983.7	27.87	0.06	1.50	0.375	
SF_3	1847.6	0.63	0.0001	1.30	0.325	
SF_4	1101.3	1.5	0.0006	1.30	0.325	
SF_5	453.38	0.86	0.0002	1.60	0.4	
SF_6	718.30	4.41	0.002	1.50	0.375	
SF_7	740.65	8.15	0.001	1.60	0.4	
SF_8	445.62	1.27	0.0005	1.30	0.325	
SF_9	740.65	7.36	0.001	1.70	0.425	

Toutes les semelles sont stables vis à vis le renversement.

VI.5. Poutre de Libage :

VI.5.1. 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 h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.
Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).

- I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Remarque :

La hauteur "h_p" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire($h_p < h$), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage $h_p = h$.

Tableau VI.7: Dimensionnement de la poutre de libage :

Poutre de libage	b(m)	L(m)	h(m)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.35	3.45	0.60	3.70	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 :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- 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 :

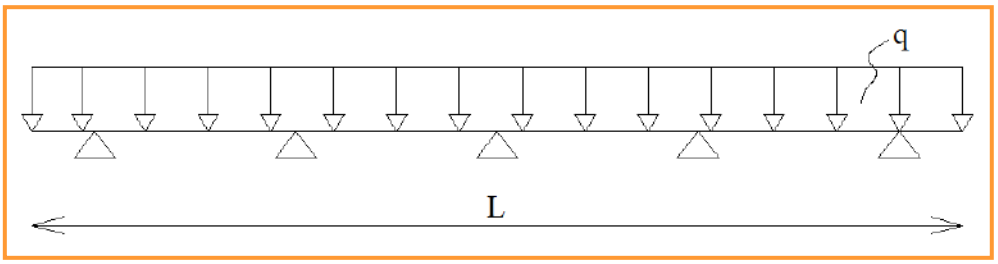


Figure VI.9.*La charge répartie sur la poutre de libage*

Tableau VI.8: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	2983.7	2210.15	14.60	261.9	194

Remarque :

La section d'armatures inférieures est calculée à l'aide du moment négatif maximum à l'appui.

La section d'armatures supérieure est calculée à l'aide du moment positif maximum en travée.

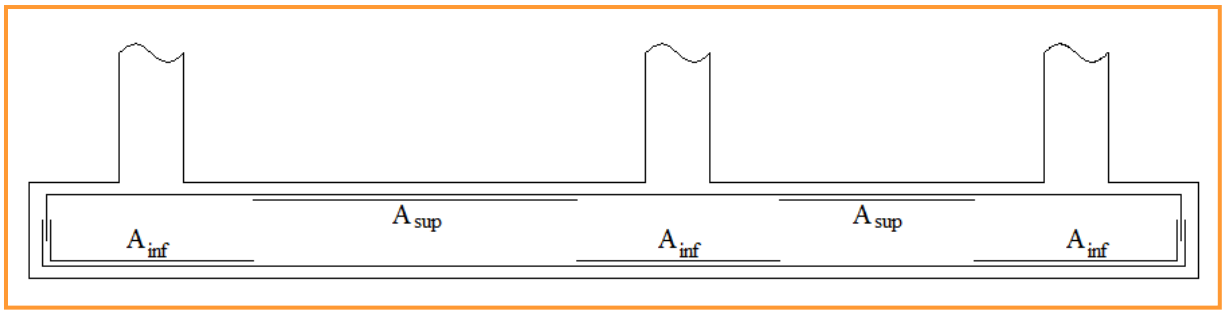


Figure VI.7.Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures

VI.5.2. Calcul des moments :

- Aux appuis :

- À l'ELU: $$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

- À l'ELS : $Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$

- En travées :

- À l'ELU: $Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$
- À l'ELS : $Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

Tableau VI.9 : Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	379.63	178.20	283.19	132.93

VI.5.3. Armatures longitudinales :

a-Calcul à l'ELU :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; On a : $\mu \leq \mu l = 0.392$

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

Tableau VI.10: Calcul des armatures longitudinaux de la poutre de libage à L'ELU :

Elément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	Choix
PL1	Travée	178.20	7.88	4HA16=8.04
	appui	379.63	17.50	9HA16=18.10

b- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

$[\sigma_b]$= 15MPa.

$[\sigma_s]$= 201.6MPa.

Tableau VI.11: Vérifications des armatures longitudinaux de la poutre de libage à l'ELS :

Elément		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
PL1	Travée	8.04	132.93	5.84	201.63	CV
	appui	18.01	283.19	9.21		

VI.5.4.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*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.5.4.1.Armatures transversales :

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

Tableau VI.12: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	660.23	2.18	2.5	6HA8=3.02	10	15

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄

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

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : **F= (N/ α) ≥20 KN.**

Avec :

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.

- La section choisie : 30*35 cm^2

- Matériaux :

- Situation durable :

- Béton : σ_{bc}= 14.2 MPa ; $fc28$= 25 MPa ; γ_b= 1.5

- Acier: FeE 400; σ_s= 348 MPa; FeE 400; γ_s = 1.15

- Situation accidentelle :

- Béton : σ_{bc}= 18.48 MPa ; $fc28$= 25 MPa ; γ_b= 1.5

- Acier: FeE400;σ_s= 400 MPa; γ_s = 1

VI.6.1.Recommandation des règlements: Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1]◄◄

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

- Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- $S_t \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ MPa.
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e\ (cos\alpha + sin\ \alpha)}$

Avec K=1, α=90°

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq$ min $[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

VI.6.2. Ferraillage à l'état limite ultime :

a) Armatures longitudinales :

F= (N/ α) ≥20 KN **avec : α**=12

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.13 : Ferraillage longitudinal des longrines :

B (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*35	1529.78	127.48	3.67	6HA12=6.78	1.05	6.30	C.V

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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 M_{ser} :

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc : σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.14: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines :

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F (KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*35	115.00	92.92	6.78	137.05	201.63	CV

VI.6.4. Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :
  - $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄

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

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄:

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

- Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄

- S_t = min [0.9d; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ MPa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

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

Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines :

		CBA 93		RPA 99			$St_{adopté}$ (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	$A_t(cm^2)$	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	$A_t(cm^2)$	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30*35	0.038	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	2HA8 =1.01

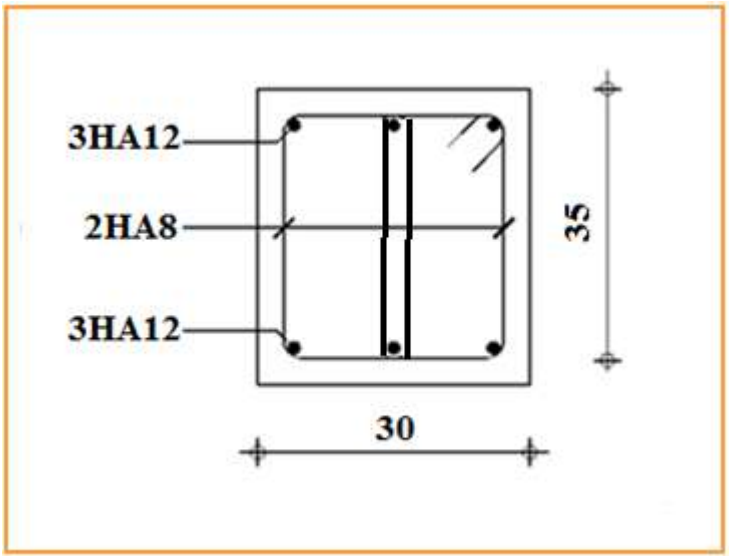


Fig. VI.7 : Ferraillage des longrines

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir :la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.