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'Etudes

Option : Structures

THEME

CONCEPTION ET ETUDE D'UN BATIMENT (SOUS SOL+ RDC + 4) CONTREVENTE PAR DES VOILES EN BETON ARME

Réalisé par :

M^{elle} BEN HELLEL Assia

Dirigé par :

Mr. SAFIDDINE Salim

Promotion: juin 2014

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة و دراسة بناية ذات استعمال سكني مكونة من (تحت ارضي+طابق ارضي+ اربع طوابق). و المقرر بناؤها في الجزائر التي هي مصنفة ضمن المنطقة ذات القوة الزلزالية (منطقة III).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة+الجدران المسلحة

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

- **القواعد الجزائرية المضادة للزلزال (RPA99 version 2003)**
- **قانون الخرسانة المسلحة (CBA93)**

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

(SAP2000 version 16)

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bloc comportant (Sous sol + RDC + 4 étages). Il est implanté à Alger dans la zone de la haute sismicité (zone III).La résistance de la structure aux charges verticales et horizontales est assurée par un système contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux Règlements Algériens (RPA99 version 2003 et CBA 93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis en utilisant les techniques de constructions de compte à l'aide du programme (Version SAP2000 16)

Abstract :

This project is conception and study of block contain (underground + ground for dealing + 4 stories for dwelling). This project build in Alger , which is classified in the area of the seismic force (zone III). The resistance of the structure for each elements horizontal and vertical direction is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to Algerian Regulation (RPA99 version 2003 and CBA 93)

The seism study been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program (SAP2000V.16)

Dédicace

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mon père, ma mère que dieu les garde et les préserve.

A ma chère grand-mère

A mes chères sœurs

A mes chères frères

A mes cousins

A mes amis intimes

A mon mari

A toutes mes camarades de la promotion de génie civil surtout .

ASSIA

sommaire

I- INTRODUCTION :

I.3. Description de l'ouvrage :.....1
I.4. Caractéristiques du bâtiment :s 1
I.4.a. Dimensions :.....**Error! Bookmark not defined.**
I.4.b. L'ossature :.....1
I.4.c. Planchers :.....2
I.4.d. Maçonnerie :.....2
I.4.e. Revêtement :.....2
I.4.f. L'acrotère :.....2
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....3
I.6. Taux de travail du sol : 4

II- PREDIMENSIONNEMENT :

II-1 INTRODUCTION :.....5
II.2-LES PLANCHERS : 5
II.2.1- Plancher à corps creux.....5
II.2.2- Dalle pleine :.....5
II.3- Evaluation des charges et surcharges 6
II.3.1-plancher terrasse.....6
II.3.1.a-charges permanentes 6
II.3.1.b-surcharges d'exploitation 7
II.3.2- Plancher courant : 7
II.3.2.b-surcharges d'exploitation.....9
II.3.3. Dalle pleine : 9
II .3.3.a. Dalle pleine de la terrasse :.....9
II.3.3.b. Dalle pleine de l'étage : 10
II.3.4- MAÇONNERIE :..... 11
II.3.4.a-Murs extérieurs (doubles-cloisons) 11
II.2.4.b-Murs intérieurs (simples-cloisons) 11
II.4-LES POUTRES : 12
II.4.1- Prédimensionnement :..... 12
II.4.2-Vérification vis-à-vis du RPA99 :..... 12
II.4.3.-Vérification selon le R .P.A 99 : 13
II.5-LES POTEAUX : 13
II.5.1-Etapes de prédimensionnement 13
II.5.2- Détermination des charges et surcharges :.....**Error! Bookmark not defined.**
II.5.3-Prédimensionnement des poteaux 17
II.6.Voiles.....18

III- CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1- L'ACROTERE.....19
III- 1-1- Charges et surcharges.....19
III- 1-2- Calcul des efforts.....19
III- 1-3- Calcul du ferraillage.....19
III- 1-4- Vérification à l'E.L.S.....21

III- 1-5- Vérification de l'effort tranchant.....22
III- 1-6- Vérification de l'acrotère au séisme 23
III.2-CALCUL DES POUTRELLES (CORPS CREUX).....24
III.2.1- Introduction 24
III.2.2- Dimensionnement des poutrelles 24
a- Avant le coulage de la table de compression.....24
b- Après le coulage de la table de compression.....25
III.2.3- Méthodes de calcul.....25
a- La méthode forfaitaire 25
b- Méthode de Caquot.....27
III.2.4- Calcul des poutrelles.....27
II.4.2.1- Plancher commerce 28
A- Poutrelles à deux travées.....28
B- Poutrelles à cinq travées 31
II.4.2.2- Plancher terrasse ;;;;.....35
A- Poutrelles à deux travées.....35
B- Poutrelles à cinq travées 38
III.2.5- Ferraillage de la table de compression 41
III.3-CALCUL DES ESCALIERS : 44
III. 3.1-Introduction : 44
III.3.2 Les escaliers de l'etage courant : 45
III.3.2.1-Evaluation des charges : 45
III.3.2.2- Combinaison des charges : 47
III.3.2.3 Détermination des efforts : 47
III.3.2.4 Calcul du ferraillage : 48
III.3.2.5.Vérification à ELS : 49
III.3.2.6- Vérification de la flèche : 49
III.3.3. Calcul de la poutre palière : 50
III .3.3.1- Pré dimensionnement *:* 50
III .3.3.2- Vérification à l'état limite de service 52
III.3.3.3-Vérification des contraintes de cisaillement 52
III.3.3.4-Vérification des armatures longitudinales : 52
III.3.3.5-Vérification vis-à-vis au RPA 53
III.3.3.6-Vérification de la flèche..... 53
III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES:..... 54
III.4.1. Définition: 54
III.4.2. Méthode de calcul: 54
III.4.2.1. Principe de calcul: 54
a) travail externe : 54
b) Travail interne : 54
III.4.3. Position des lignes de rupture: 55
1er type : Dalle triangulaire : .....**Error! Bookmark not defined.**
Travail externe: 55
III.4.4. Calcul du ferraillage : 56
Condition de non fragilité : .....**Error! Bookmark not defined.**

Condition d'espacement : 57
Vérification à l'E.L.S : 57
Vérification au cisaillement 57
Type 2 : dalles pleines, rectangulaires, sur 4 appuis de 4.75*5.95 m^2 57
III.5.2. Calcul des actions : 57
III.4.5. Calcul du ferraillage : 59
Travail externe : 59
Travail interne : 59
Principe du travail virtuel : 60
Condition de non fragilité : 61
Condition d'espacement : 61
Vérification à l'E.L.S : 61
Condition d'espacement : 61
Vérification au cisaillement : 62
Vérifications préliminaires de la flèche : 62

IV- ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction : 64

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure : 64
IV.2.1 Centre de masse 64
IV.2.2 Centre de torsion 64
IV.2. 3. Excentricité : 67
IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique)
: **Error! Bookmark not defined.**7
IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] 68
IV.2. 3.C. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] 68
IV. 3. Choix de la méthode de calcul : 69
IV. 3.1. Introduction : 69
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : 70
IV.3.2.1. Principe : 70
IV.3.2.2. Modélisation : 70
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul : 71
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique : 71
IV.4.1. Vérification de comportement : 73
IV.4.2. vérification de participation massique : 74
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 75
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : 75
IV.4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 75
IV. 4.4.2. Moment de renversement : 79
IV. 4.4. 3. Moment stabilisant : 80
IV.4.6. Vérification des déplacements : 81
IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 82
IV. 4.8. *Vérification de cisaillement des éléments* 83
IV. 4.9. Vérification de l'effort normal réduit : 85

V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURANTS :

V.1 Introduction : 86
V.2. Ferraillage des poutres : 86
V.2.1 Introduction : 86
V.2.2. Recommandations du R.P.A99 : 87
V.2.2.a. Armatures longitudinales : 87
V.2.2.b. Armatures transversales : 87
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 88
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : 89
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 90
V.2.6. Calcul des armatures transversales : 92
V.2.7. Vérification de la flèche : 93
V.3. Ferraillage des poteaux : 96
V.3.1. Détermination des armatures longitudinales : 96
V.3.1.a. Recommandations des règlements : 96
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 97
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme : 98
V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS : 100
V.3.2. Détermination des armatures transversales : 101
V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu : 101
V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\boldsymbol{\tau u}$: 101
V.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles : 102
V.3.2.d. Calcul des armatures transversales : 102
V.4. Ferraillage des voiles : 106
V.4.1. Recommandations des règlements : 107
V.4.2. les voile plein : 108
V.4.2.1 Armatures verticales : 108
V.4.2.1.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance : 108
V.4.2.1.b. L'espacement : 110
V.4.2.1. c. Vérification des contraintes à l'ELS : 110
V.4.2.2 . Armatures horizontales : 111
V.4.2.3. Armatures transversales : 112
V.4.3. les voile avec ouverture : 113
V.4.3.1. Ferraillage des trumeaux: 113
V.4.3.1.a. Armatures verticales 113
V.4.2.1.b. L'espacement : 114
V.4.2.1. c. Vérification des contraintes à l'ELS : 114
V.4.3. d.Armatures horizontales : 115
V.4.3.e . Armatures transversales : 115
V.4.3.2. Ferraillage des linteaux : 115
V.4.3.2.1.Les armateurs longitudinaux : 120
V.4.3.2.2.Armatures longitudinale et de peau: 121
V.4.3.2.3.Armatures transversales : 121

VI- CALCUL D'INFRASTRUCTURE:

VI.1. Introduction: 122
VI.1.2. Reconnaissance du sol: 122
VI.1.2.a. Nature de la couche de fondation: 122
VI.1.2.b. Fondation des ouvrages: 122
VI.1.2.c. Stabilité du site: 122
VI.1.3. Recommandations: 122
VI.1.4. Fonctions assurées par les fondations: 123
VI.1.5. Classification des fondations : 123
VI.2. Calcul des fondations : 123
VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées du bloc A: 124
VI.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées: 124
VI.3. Calcul des semelles filantes : 126
VI.3.1. Semelles filantes sous voile : 126
VI.3.1.1. Dimensionnement : 126
VI.3.1.2. Ferraillage de semelle filante : 128
VI.4. Semelles filantes sous poteaux : 130
VI.4.1.1 Dimensionnement : **Error! Bookmark not defined.**31
VI.4.1.2.. Ferraillage: 132
VI.4.1.3. Longitudinalement : «La poutre de libage » 134
VI.4.1.3.a. Dimensionnement : 134
VI.4.1.3.b. Ferraillage de la poutre de libage : 135
A/ armatures longitudinales : 135
B/ Armatures de peau : 136
C/ Armatures transversales : 136
VI.5. Etude du mur de soutènement-voile périphérique : 137
VI.5.1. Evaluation des charges : 137
VI.5.1.a. charge permanente : 138
VI.5.1.b. charge d'exploitation : 138
VI.5.1.c. combinaisons d'actions : 138
VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques : 138
VI.5.2.a. Détermination des moments a l'ELU : 139
VI.5.2.b. Détermination des moments a l'ELS : 139
VI.5.2.c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de 140
VI.5.2.d. Vérification des contraintes à l'ELS : 140
VI.5.2.f. Vérification de la contrainte de cisaillement : 140
VI.6. Les longrines : 141
VI.6.1. Prédimensionnement : 141
VI.6.2. Sollicitations : 141
VI.6.3. Ferraillage : 141
VI.6.3.a. A l'état limite ultime : 142
VI.6.3.b. condition de non fragilité : 142
VI.6.3.c. vérification des contraintes à l'ELS : 142

VI.6.3.d. Armatures transversales : 142

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : dimensions du bâtiment……01
Tableau 1-2 : Caractéristique du béton …….. 03
Tableau 1-3 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances …….. 04
Tableau 2-1 : charge permanent du plancher terrasse inaccessible…… .06
Tableau 2-2 : charge permanente du plancher terrasse accessible…… ..06
Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher courant (corps creux)……..07
Tableau 2-4 : Charge permanente de dalle pleine la terrasse …….. 08
Tableau 2-5 : Charge permanente du plancher courant (dalle peine)…… 09
Tableau 2- 6 : Charge permanente du mur de doube cloison …….. 10
Tableau 2- 7 : Charge permanente du mur de simplcloison …… …… 10
Tableau 2-8: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau……..…….15
Tableau 2-9 : Détermination de la section du poteau carré d.e chaque niveau……..……...15
Tableau 2-10 : Détermination des sections desvoiles**……..**…… 17
Tableau 3-1 : Charge et surcharge après coulage du béton…….……..……27
Tableau 3-2 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles à deux travées (ELU) …..…27
Tableau 3-3 : Vérification à l'ELS…….. .29
Tableau 3-4 : Vérification des contraintes de cisaillement …… …….. 30
Tableau 3-5 : Des sollicitaions maximales dans les poutrelles de cinq travées …….. 31
Tableau 3-6 : Vérification à l'ELS…….. 33
Tableau 3-7 : Vérification des contraintes de cisaillement …… …….. 33
Tableau 3-8 : Des sollicitations maximales dans les poutrelles de deux travées ……..34
Tableau 3-9 : Vérification à l'ELS…….. 36
Tableau 3-10: Vérification des contraintes de cisaillement …….. 36
Tableau 3-11 : Des sollicitations maximales dans les poutrelles de cinq travées ……..36
Tableau 3-12 : Vérification à l'ELS…….. 37
Tableau 3-13 : Vérification des contraintes de cisaillement …….. 37
Tableau 3-14: Des sollicitaions maximales dans les poutrelles de deux travées …….. 37
Tableau 3-15 : Vérification à l'ELS…….. 39
Tableau 3-16: Vérification des contraintes de cisaillement …….. 40
Tableau 3.17 : Charge permanente dans la paillasse. 45
Tableau 3.19 : Combinaison des charges 46
Tableau 3.20 : Les efforts maximaux 47
Tableau 3.22. Vérification des contraintes a l'E.L.S 48

Tableau 3.23: Calcul des efforts. 50
Tableau 3.24 : Calcul du ferraillage de la poutre palière 51
Tableau 3 .25. Vérification des contraintes a l'E.L.S 51
Tableau 3-26 : Calcul des sections d'acier de la dalle 55
Tableau 3 -27 : vérification des contraintes à l'ELS 56
Tableau 3 -28 : les actions sur la dalle 57
Tableau 3 -29 : Calcul des sections d'acier de la dalle 59
Tableau 3 -30 : Vérification à l'E.L.S 60
Tableau **3**-31 : Vérification au cisaillement 61
Tableau 3 -32: Vérification de flèche de la dalle 61
Tableau 4-1 : Calcule de centre de masse et centre de rigidité ...65
Tableau 4-2 : Calcule d'excentricité théorique 66
Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité accidentelle 66
Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité totale ...67
Tableau 4-5: détermination du facteur de qualité Q de la structure 70
Tableau 4-6 : Le comportement des trois premiers modes ...72
Tableau 4-7 : Vérification de participation massique ...72
Tableau 4-8 : Calcul de la force sismique ...74
Tableau 4-9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ...74
Tableau4-10: Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y ...76
Tableau4-11 : calcul du moment de renversement ...77
Tableau 4-12 : calcul du moment de renversement ...78
Tableau 4-13 : Vérification de stabilité ...78
Tableau 4-14 : Vérification des déplacements inter-étage sens X ...79
Tableau 4-15 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y ...79
Tableau 4-16 : Vérification l'effet P-Δ sens X et Y ...81
Tableau 4.17: Vérification des cisaillement ...82
Tableau 5-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales 85
Tableau5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 86
Tableau :5-4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 87
Tableau 5.5 : vérification des poutres principales selon la condition CBA 88
Tableau 5-7 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA 89
Tableau 5-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 90
Tableau 5-12 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement 91
Tableau 5-14 : Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU 96
Tableau 5-15 : ferraillages longitudinaux des poteaux 97
Tableau 5-16 : vérification des armatures à ELS des poteaux 98

Tableau 5-16 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux..... 100
Tableau 5-17 : les armatures transversales et leurs espacements..... 102
Tableau5-19 : calcul des armatures verticales..... 107
Tableau 5-20 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS..... 108
Tableau 5.21. Verification a l'effort tranchant des voiles pleins 109
Tableau 5.22. calcul les armatures horizontales el leurs espacements 110
Tableau 5-23 : calcul des armatures verticales..... 111
Tableau 5-24 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS..... 112
Tableau 5-26: : calcul les armatures horizontales el leurs espacements..... 114
Tableau 5.27 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux..... 119
Tableau 5.28 : Calcul des armatures longitudinales et peau 119
Tableau 5.29 : Calcul des armatures transversales..... 119
Tableau 6-1 : Dimensionnement des semelles 122
Tableau 6-2 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X..... 123
Tableau 6.5: Vérification de la stabilité au renversement..... 127
Tableau 6-6 : dimensions des semelles filantes 129
Tableau 6.7: Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous poteaux 130
Tableau 6-10 : armatures transversale des semelles filantes..... **Error! Bookmark not defined.**
Tableau 6-12 : Calcule<la réaction du sol q..... **Error! Bookmark not defined.**
Tableau 6-13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage..... **Error! Bookmark not defined.**
Tableau 6.15. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage **Error! Bookmark not defined.**
Tableau 6-16 : Calcul des armatures du voile périphérique..... 138

Liste des figures

Figure 2-1: Composants d'un plancher terrasse 07
Figure 2-2: Plancher corps creux..... 07
Figure 2-3: Dimensions du corps creux 08
Figure 2-4 : composants d'un plancher courant 08
Figure 2-5 : composants d'un balcon de la terrasse 09
Figure 2-1: Composants d'un plancher terrasse 07
Figure 2-2: Plancher corps creux..... 07
Figure 2-3: Dimensions du corps creux 08
Figure 2-4 : composants d'un plancher courant 08
Figure 2-5 : composants d'un balcon de la terrasse 09
Figure 2-6 : Composants d'un mur 10
Figure 2-7 : Section réduite du poteau 13
Figure 2-8 : représentation du poteau le plus sollicité d'étage 13
Figure 2- 9 : Coupe de voile élévation.....16
Figure 3-1 : L'acrotère 18
Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU 18
Figure 3-3 : Section de B.A à l'ELS 20
Figure 3-4 : Ferraillage de l'acrotère 22
Figure 3-5 : Dimensionnement des poutrelles..... 23
Figure 3-6 : la poutrelle avant coulage 23
Figure 3-7 : schéma de la poutrelle à deux travées de plancher commerce 27
Figure 3-8 : schéma de la poutrelle à cinq travées (commerce)..... 30
Figure 3-9 : schéma de la poutrelle à deux travées de plancher terrasse 34
Figure 3-10 : schéma de la poutrelle à cinq travées (terrasse)..... 37
Figure 3-11 : schéma de la table de conpression 41
Figure 3-12 : Ferraillage des poutrelles de l'etage commerce (type 1)..... 41
Figure 3-13 : Ferraillage des poutrelles de l'etage commerce (type 2)..... 42
Figure 3-14 : Ferraillage des poutrelles de l'etage terrasse 42
Figure 3-15 : shéma satatique d'un escalier 44
Figure 3-16 : schéma Statique de la poutre palière 49
Figure 3-17 : Ferraillage de la poutre palière..... 52
Figure 3-18 : La dalle pleine 54
Figure 3-19 : Efforts et déplacements des zones rigides ;;..... ;..... 54

Figure 4-1 : disposition des voiles au RDC ……64
Figure 4-2 : disposition des voiles aus étages ……64
Figure 4-3 : Dimensions des voiles et des poteaux…… ……65
Figure 4-4 : Spèctre de réponce ……. ……70
Figure 4-5 : Le comportement ……71
Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement …… 74
Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques …… 75
Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X ……76
Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y …… 77
Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres …… 87
Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales, intermédiaires du niveau terrasse …… 92
Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales, intermédiaires du niveau d'etage …… .92
Figure 5-4 : Ferraillage des poutres principales, rive du niveau terrasse ……92
Figure 5-5 : Ferraillage des poutres principales, rive du niveau etage ……93
Figure 5-6 : Ferraillages des poutres secondaires de terrasse et des étages …… 93
Figure 5-7 : définition de la zone nodale dans les poteaux …… 94
Figure 5-8 : Disposition des armatures pour les poteaux …… 103
Figure 5-9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 3^{eme},4^{eme} …… 103
Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 1^{eme},2^{eme} … 104
Figure 5-11 : Ferraillage des poteaux de rive des étages SS , RDC …… 104
Figure 5-12 : disposition des armatures verticales dans les voiles …… 106
Figure 5-13 : dispositions des armatures transversales (épingles).. ……110
Figure 5-14 : disposition des armatures dans le voile 1(L=3.90m) …… 110
Figure 5-15 : dispositions des armatures transversales (épingles)……114
Figure 5-16 : Section du linteau ……115
Figure 5-17 : Moments er efforts tranchant dans les linteaux……117
Figure 5-18 : Armatures du linteau selon le RPA 99……117
Figure 6-1 : Les bulles de pression …… 122
Figure 6-2 : Chevauchement des semelles isolées …… 123
Figure 6-3 : schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux …… 124
Figure 6-4 : Semelle filante sous poteaux …… 128
Figure 6-5 : Semelle filante sous poteaux …… 128
Figure 6-6 : Le chargement qui vient au mur de soutènement …… 136

Figure 6-7 : Les moments subissant par le mur de soutènement 137
Figure 6-8 : Ferraillage de la longrine 141

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
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.
∑ : 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
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION Générale

Introduction Générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques ils sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

La seule chose que nous pouvons prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons Du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face a ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique.

Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences graves d'un séisme.

Dans notre pays, on utilise le RPA99 version 2003 comme règlement parasismique.

Ce pendant, mon travail se décompose en six chapitres :

Après une introduction générale, le premier chapitre est consacté à la présentation de l'ouvrage. Le deuxième est dédié à la prédimensionnement des éléments résistants.

Le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaire. Le quatrième chapitre est dédié à l'étude dynamique ; le cinquième et le sixième chapitres sont consacté an calcule des ferraillage respectivement de la superstructure et de l'infrastructure.

Je clôture cette étude par une conclusion générale

Chapitre : I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation d'ouvrage

I.Présentation d'ouvrage :

I.1. Introduction :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales ABBADI consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation . Ce bloc comporte : Sous SOL (PARKING) + RDC (COMMERCE) + 4 ETAGES en béton armé contreventé par des voiles .

.

Situation : l'ouvrage étudié sera implanté à Alger, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de haute sismicité (zone ш). Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

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

I.3. Description de l'ouvrage :

Notre bâtiment est de forme irrugulière , comportant quatre niveaux sur rez-de-chaussée et un Sous-sol (R+4+SS).

I.4. Caractéristiques du bâtiment :

- Dimensions :

Tableau 1-1 : dimensions du bâtiment

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur du bâtiment/x : Lo=19.20 m Largeur du bâtiment/y : La=15.70 m	Hauteur totale du bâtiment: H=19.72 m Hauteur de l'étage courant: h =3.06 m Hauteur de RDC…… hr=3.74 m Hauteur de l'sous-s…..… hs=3.74 m

- L'ossature :

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

- ✓ Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la charge d'exploitation.
- ✓ Les efforts horizontaux dus au séisme.

Chapitre I : Présentation d'ouvrage

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement assuré par des voiles.

- Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

- Maçonnerie :

On a deux types :

1- **Murs extérieurs :** sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs :** ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

- Revêtement : Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieures.

- L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, du septième étage et du premier étage, le bâtiment est entouré d'un acrotère sous forme de petit mur en béton armé. Avec h= 60cm et e=10cm

- Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à quatre volets.

- L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.5.1. Le béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier), d'un liant qui est le ciment et de l'eau.
Le ciment utilisé c'est le CPA 42.5 (ciment portland artificiel classe 42.5) pour un dosage de 350 kg/m^3, donnant une résistance f_{c28} = 25 MPa à 28 jours.
Quelques données sur le béton pour notre travail, les valeurs standards à utiliser sont :

Tableau 1-2 : Caractéristique du béton

$f_{c\,28}$ (MPa)	25.0	
$f_{t\,28}$ (MPa)	2.1	
$E_{i\,28}$ (MPa)	32164.2	
$E_{v\,28}$ (MPa)	10819.0	
σ_{bc} ultime (MPa)	situation durable	14.2
	Situation accidentelle	18.5
σ_{bc} service (MPa)	15.0	
τ_u (MPa) : situation durable	Fissuration peu nuisible	3.33
	Fissuration préjudiciable	2.5

I.5.2. Les aciers :

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

Tableau 1-3 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre(mm)	F_e (MPa)	E (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE 215	$\phi 6 et \phi 8$	215	$2,1*10^5$
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_eE 400	$T \geq 10$	400	
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520	

I.6. Taux de travail du sol :

Selon le rapport du sol qui nous a été confié par le laboratoire (Construction et Testing Engineering Laboratory), et sur la base des résultats des deux essais de pénétration dynamique réalisés :

- La contrainte admissible du sol est de σ_{sol}=1.50 bars.
- Une profondeur d'ancrage d'au moins 1.50 m à partir de cote du terrain naturel.
- Des fondations superficielles de types semelles filantes.

La couche de fondation est de nature marne de couleur jaunâtre à grisâtre, avec présence des blocs de roches selon le rapport géotechnique du terrain réservé au projet.

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments

II.Prédimensionnement :

II-1 INTRODUCTION :

Le Prédimensionnement 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.

II.2.LES PLANCHERS :

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. 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) ≤ h_t ≤ (L/20)

Avec : . : L: longueur maximale des poutrelles entre axes.

L = 3.50m d'où alors 14cm ≤ h_t ≤ 17.5cm

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

d= 16cm (hauteur de corps creux).

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

Donc **h_t = (16 + 4) cm**.

II.2.2. Dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i) Critère de résistance

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

(Lx/50) ≤ ep ≤ (L x /40)

- dalle reposant sur deux appuis

(Lx / 35) ≤ ep ≤ (Lx / 30)

où : ep : épaisseur de la dalle .

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii)Sécurité contre l'incendie

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

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

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

Critère de résistance $452/50 \le ep \le 452/40 \Rightarrow 9.04 \le ep \le 11.30$

La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm

Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm
Pour la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

II.3. Evaluation des charges et surcharges

II.3.1.plancher terrasse

II.3.1.a.charges permanentes :

Tableau 2-1 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

N⁰	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.60**

Tableau 2-2- charges permanentes du plancher terrasse accessible (corps creux)

N⁰	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
5	Papier kraft	-	-	0.05
6	Forme de pente	0.10	22	2.20
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
9	Pare vapeur	0.01	6	0.06
10	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
11	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.98**

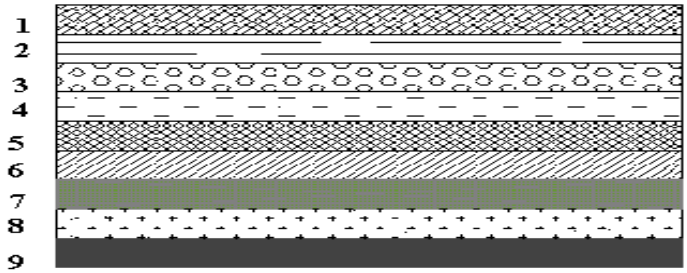


Fig. 2-1: Composants d'un plancher terrasse

II.3.1.b-surcharges d'exploitation

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

Le plancher terrasse est accessible : **Q = 2.5kN/m^2**

II.3.2- Plancher courant :

II.3.2.a-Charges permanentes

Tableau 2-3- charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N	**Composants**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (kN/m^3)**	**Poids surfacique (kN/m^2)**
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.30	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

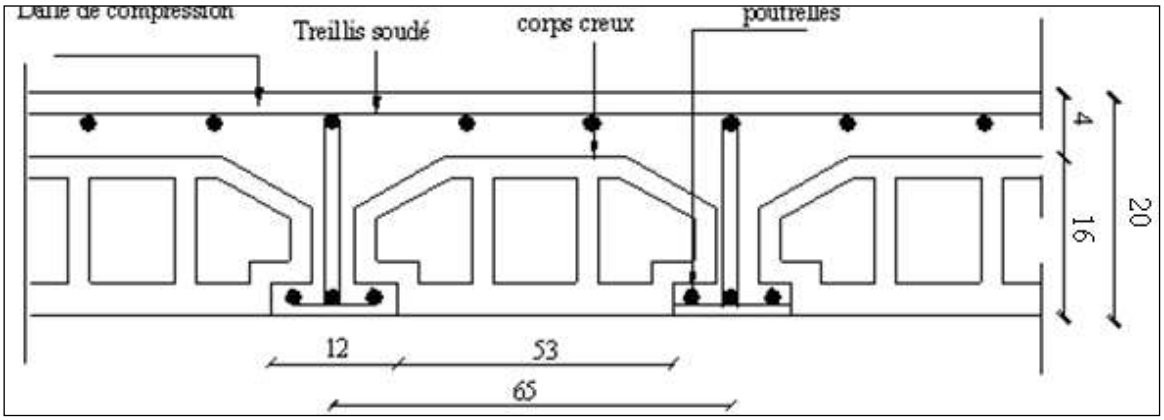


Fig 2-2 Plancher à corps creux

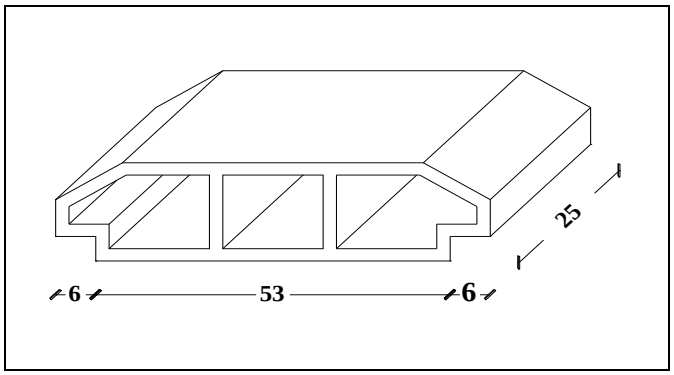


Fig. 2-3: Dimensions du corps creux

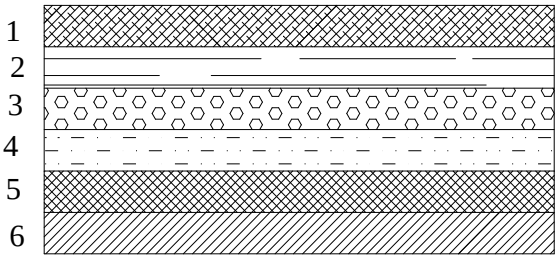


Fig. 2-4: Composants d'un plancher courant

II.3.2.b.surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5kN/m^2**
Le R.D.C à usage commercial **Q = 2.5kN/m^2**

II.3.3. Dalle pleine :

II .3.3.a. Dalle pleine de la terrasse :

Tableau 2-4 : Charge permanente de la dalle pleine de la terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.15	3.30

5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.02
8	Dalle pleine	0.10	2.50
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
		TOTAL	7.52

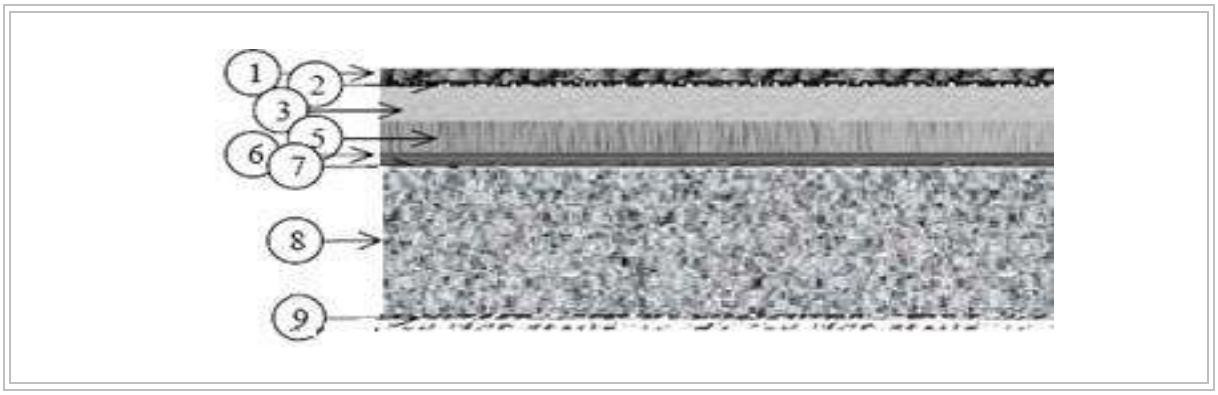


Figure 2-5 : composants d'un balcon de la terrasse

II.3.3.b. Dalle pleine de l'étage :

Tableau 2-5- charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

N	**Composante**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (kN/m^3)**	**Poids surfacique (kN/m^2)**
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.95**

II.3.4. MAÇONNERIE :

II.3.4.a.Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

Tableau 2-6- charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.01	10	2x0.10
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	2 x 0.90
04	Lame d'air	0.10	/	/
Charge permanente G				**2.72**

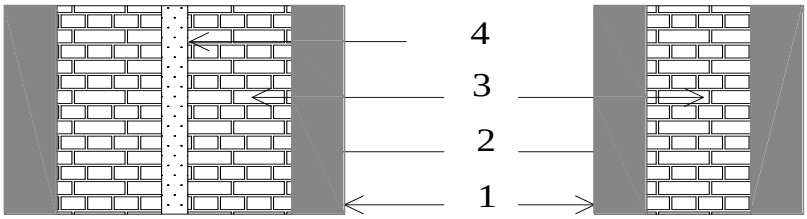


Fig. 2-6: Composants d'un mur

II.2.4.b-Murs intérieurs (simples-cloisons) :

Tableau 2-7- charges permanentes du mur simple cloison

	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.2	18	0.72
02	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				**1.62**

II.4-LES 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.

II.4.1- Prédimensionnement :

Elles sont prédimenssionées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (C.B.A.93) à partir de L (**L** : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis), comme suit:

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

$$0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

II.4.2-Vérification vis-à-vis du RPA99 :

Pour la zone III(zone de forte sismicité);les règles parasismiques Algériennes (RPA 99+modificatifs et compléments au RPA99),les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$b \geq 20cm$

$h \geq 30cm$

$h/b \leq 4.0$

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

Avec $e \leq \max(b_1/2 , h_1/2)$

II.3.3- Vérification de la flèche :

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

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

Pour les éléments en console:

Si $L \leq 2m \Rightarrow f \leq \frac{L}{250}$

II.3.4-Poutres principales :

On a $\mathbf{L_{max}= 4.15m}$

Alors : : $27.66 \leq h \leq 41.5$ On prend h = 35 cm

Et On prend b = 30 cm

II.3.4.a-Vérification selon le R .P.A 99 :

NB Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

$b = 30 > 20$ cm (C.V)

$h = 35 > 30$ cm (C.V)

$h/b = 1.17 \leq 4.0$ (C.V)

$b_{max}=30$ cm $\leq 1.5h+b_1= 90$cm (C.V)

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.3.5-Poutres secondaires

On a **:** $\mathbf{L_{max} = 3.2m}$

Alors : $21.33cm \leq h \leq 32.00$ cm On prend h = 30 cm

Et On prend b = 25 cm

II.4.3.a-Vérification selon le R .P.A 99 :

b = 25 > 20 cm	(CV)
h = 30> 30 cm	(CV)
h/b = 1.2 ≤ 4	(CV)

Conclusion toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.5-LES POTEAUX :

Pour le prédimensionnement 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 prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1-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.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées .

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha} \quad \textbf{[1]}$$

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

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \qquad \textbf{[1]}$$

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

$L_f = 0.7\ L_0$ **:** C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

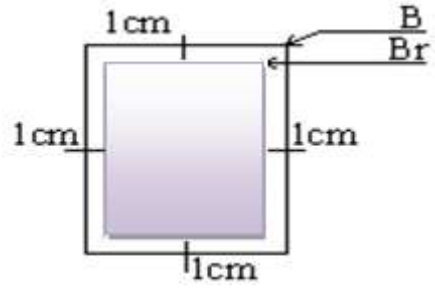


Figure 2.7. Section réduite du poteau

II.5.2- Détermination des charges et surcharges :

Surface du plancher revenant au poteau:
S_p=(1.57x1.75)+(1.6x1.75)+(1.57x1.95)+(1.6x1.95) $\Rightarrow$ **S_p=11.73 m^2**

Surface totale:

S_t=3.57x4.10 $\Rightarrow$ **St=14.64 m^2**

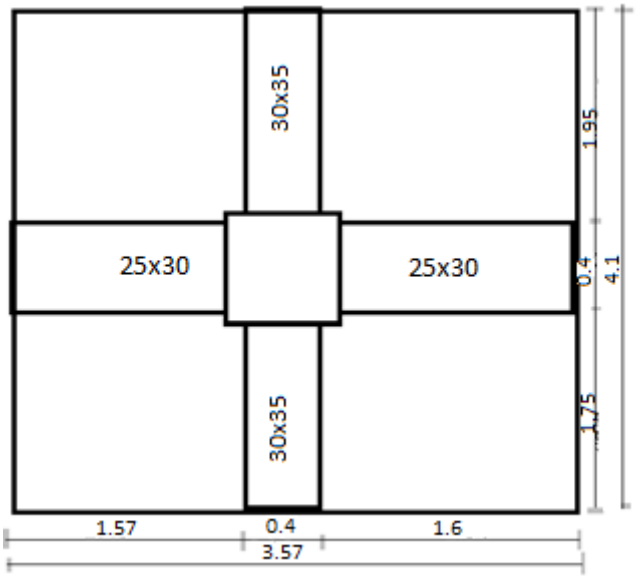


Fig. 2-8: représentation du poteau le plus sollicité

- Niveau (4^{éme} étage) :

$G_{palncher}$ = 6.6x 11.73 = 77.42 KN.

G_{poteau} = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = 6.89 kN

$G_{poutres}$ = 25x[(3.17x0.25x0.35) + (3.7x0. 35x0.30)] = 17.275 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} = 77.42+6 .89+17.275 = **101.58 KN**

- Niveau ($3^{éme}$ étage) :

$G_{palncher}$ = 6.0x 11.73 = 70.38 KN.

G_{poteau} = 0.30 x 0.30 x 3.06 x 25 = 6.89 kN

$G_{poutres}$ = 25x[(3.17x0.25x0.35) + (3.7x0. 35x0.30)] = 17.275 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ = 70.38+6 .89+17.275 = **94.54 KN**

- Niveau (2^{eme} ,1^{er}):

$G_{palncher}$ = 6.00 x 11.73 = 70.38 kN

G_{poteau} = 0.35 x 0.35 x 3.06 x 25 =9.37kN

$G_{poutres}$ = 17.275 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 70.38+9.37+17.275 =97.03 **KN**

- Niveau (RDC et Sous-Sol):

$G_{palncher}$ = 6.00 x 11.73 = 70.38 kN

G_{poteau} = 0.4x 0.4 x 3.74 x 25 =14.96 kN

$G_{poutres}$ = 17.275 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 70.38+17.275 +14.96 = 102.62 **KN**

- **Loi de dégression:**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 3^{eme} étage : Q_0+Q_1

Plancher 2^{eme} étage : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$

Plancher 1^{er} étage : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$

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

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \mathbf{\overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$$

Tableau 2-8 : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (niveau)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} xSt (du niv)	$Q_{cumulée}$		
4	101.58	101.58	14.64	14.64	159.09	175.00
3	94.54	196.12	21.96	36.6	319.66	351.63
2	97.03	293.14	21.96	56.36	480.29	528.32
1	97.03	390.17	21.96	73.93	637.63	701.39
RDC	102.62	492.79	21.96	89.30	799.22	879.14
Sous-sol	102.62	595.40	58.56	161.04	1045.35	1149.89

II.5.3-Prédimensionnement des poteaux :

Tableau 2-9: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau**.**

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}_u$	$N_u < \overline{N}_u$
	(cm^2)	(mm^2)	(m)			(mm^2)	(kN)	(kN)	
4eme	30 x 30	90	2.142	24.734	0.773	78400	174.999	1146.202	**C.V**
3eme	30 x 30	90	2.142	24.734	0.773	78400	351.625	1146.202	**C.V**
2eme	35 x 35	122.5	2.142	24.734	0.773	108900	528.320	1591.434	**C.V**
1eme	35 x 35	122.5	2.142	24.734	0.773	108900	701.391	1591.434	**C.V**
RDC	40 x 40	160	2.618	30.230	0.740	144400	879.138	2019.026	**C.V**
Sous-sol	40 x 40	160	2.618	30.230	0.740	144400	1149.886	2019.026	**C.V**

II.4.3-Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes: :

- Min (b_1 , h_1) $\geq$ 30 cm. En zone III
- Min (b_1 , h_1) $\geq$ h_e / 20
- 1/4 $<$ b_1 / h_1 $<$ 4

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous:

- D $\geq$ 35 cm En zone III
- D $\geq$ h_e/15

Donc,pour le poteau carré (30x30) on a :

Min (30 , 30) = 30 cm ≥ 30 cm. (C.V)

Min (30 , 30) =30 cm ≥ 306/20 =15.3 cm (C.V)

1/4 < 30/30 = 1 < 4 (C.V)

Conclusion

Toutes les conditions de RPA99+MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA99 sont vérifiées.

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.

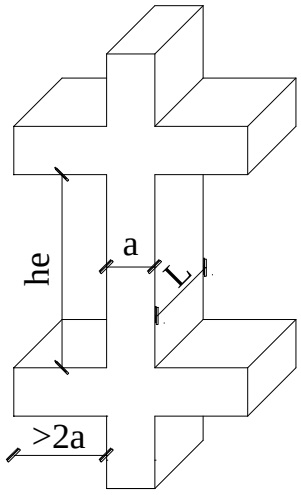


Fig. 2-9: Coupe de voile en élévation

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

Pour notre structure: **a ≥** MAX **(h_e / 22 , 15 cm).**

Où h_e = 3.74 – 0.4 = 3.34 m. (POUR L'SOUS-SOL)

On obtient : h_e /22 = 15.18 cm alors **a** ≥ max (15.18cm ; 15cm)= **15.18 cm**

En revanche h_e=3.06-0.4= 2.66 m (POUR LES ETAGES COURANTS ET LE RDC)

On trouve : h_e/22 = 12.09 cm alors ; **a** ≥ max (12.09cm ; 15cm)= **15 cm.**

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes :

Tableau 2-10: Détermination des sections des voiles.

Etage	**Sous-sol**	**R.D.C**	**1**	**2**	**3**	**4**
L'épaisseur (cm)	17	17	15	15	15	15

C hapitre II : Prédimensionnement

Chapitre : III

Calcul des éléments secondaires

III .1- L'ACROTÈRE:

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse , soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.
Le calcul se fait par une bande de 1m.

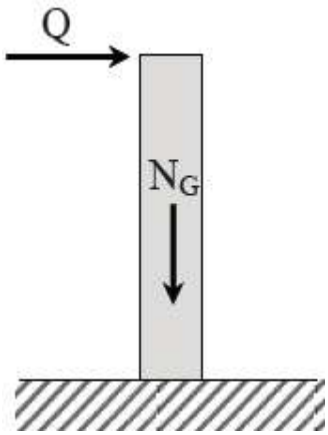
- ***Le* rôle de l'acrotère :**
  * Empêche l'écoulement de l'eau
  * A un aspect esthétique.
  * Protection des personnes.

III- 1-1- Charges et surcharges:

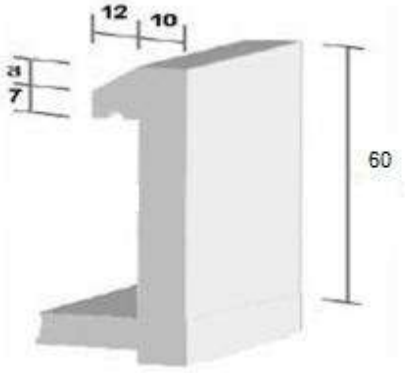
Poids propre : [(0,6x0,1)+(0,12x0,07)+((0,12x0.03)/2)].25=1,755
Revêtement : 2(0,015x0,6x18) = 0,324 kN/ml.

G = 2,079 kN/ml

Main courante **: Q = 1kN/m**



a/ Schéma statique de l'acrotère



b/ Schéma de l'acrotère

Fig. 3-1: L'acrotère

III- 1-2- Calcul des efforts:

- A l'E.L.U:

- Effort normal : Nu = 1,35 x 2.079= 2,81 kN.
- Moment d'encastrement : Mu = 1,5xQxh =0,90 kN.m
- Effort tranchant : Tu = 1,5xQ = 1,5 kN.

- A l'E.L.S:

- Effort normal : Ns = G = 2.079 kN.
- Moment d'encastrement Ms = Q x h = 0,60 kN.m

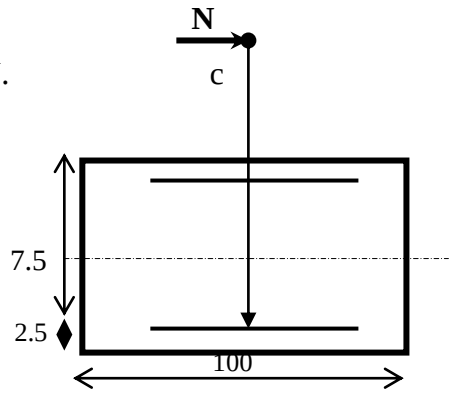


Fig. 3-2: Section de B.A

III- 1-3- Calcul du ferraillage: Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

A l'E.L.U: Données : f_{c28} = 25 MPa , f_{t28} = 2,1 MPa

fe = 400 MPa , σ_b = 14,2 MPa , σ_s = 348MPa .

b = 100 cm , h = 10cm , d = 7,5cm et c = c' = 25 cm

- **Calcul de l'excentricité:**

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2.81} \Rightarrow$,e_0 = 32,03cm

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=32.03 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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

- **Calcul du moment de flexion :**

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

e = e_0 + (h/2-c) $\Rightarrow$ **e** = 0,345 m.

M_1 = N x **e** $\Rightarrow$ M_1 = 0.969 kN.m

- **Calcul des armatures verticales:**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu$ = 0,012 < μ_l= 0,392 $\Rightarrow$ A_1 = 0.

Donc : ß = 0,994

$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow$ A_1 = 0,373 cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow$ A = 0.30 cm²

Et A' = $A_1 \Rightarrow$ A' = 0 .

Donc: $\begin{cases} A = 0.30 cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité:**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 cm^2 > A = 0.30 cm^2$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : A_1 : A = 5 HA 8 = 2.51 cm².

- **Armatures de répartition:**

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.63 \le A_r \le 1.25$

Donc, on prendra Ar = 4 HA 8 = 2.01 cm²

- **Espacement:**

$S_t = 20\,cm \le S_{min} = \min[3h = 36\,cm ; 33\,cm] = 33\,cm$

$S_{tr} = 15\,cm \le S_{minr} = \min[4h = 48\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm$.

III- 1-4- Vérification à l'E.L.S:

Données: N_{ser} = 2.079 kN ; M_{ser} = 0.6 kN.m.

Calcul de l'excentricité:

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{2.079} = 28.86cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 28.86\,cm$

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

Où : $B_o = b.h + 15(A + A')$ $\Rightarrow$ **B_o = 1034,65 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + A_s d)] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,084 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,916 cm.**

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I = 8542.60 cm².**

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = **1,680 cm.** Donc :

e_0= **32,89 cm.** $\ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,680 cm** $\Rightarrow$Alors, on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

On va calculer $\mathbf{y_2}$ à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*" tels que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c)$ $\Rightarrow$ **$p = -1642.7\,cm^2$**

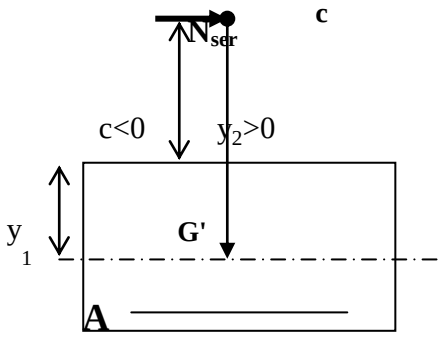


Fig. 3-3: Section de beton armé à l'ELS

et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 \Rightarrow$ **$q = 25122.38cm^2$.**

Où: **c**: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **$c = h/2 - e = -23.86$ cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : **$y_2^3 + (-1642.7)\, y_2 + 25122.38 = 0$**

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

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

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

Finalement, on trouve :

D'où alors : **$0 < y_1 = 26.03 + (-23.86) = 2.17$ cm $<$ h** = 10 cm

Donc on prend : **$y_2 = 26.03$cm.**

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15[A'_s(y_1 - c') - A_s(d - y_1)]$. $\Rightarrow$ **$S_{xx}=50.76cm^3$**

D'où alors : $k = 2079/50760 \Rightarrow$ **$k=40.96 \times 10^{-3}$ N/mm^3**

Donc : $\sigma_b = ky_1 = 0.89$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15$ MPa **(condition vérifier)**

Et : $\sigma_s = 15\, k\,(d - y_1) =$ **32.75 Mpa**

$\sigma_s = 32.75\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33 \text{ MPa}\,;\, 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633 \text{ MPa}\right] = 201.633 \text{ MPa}$

(condition vérifier)

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

III- 1-5- Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ MPa}$$

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15\, \frac{fc28}{\gamma b}\,;\, 4 \text{ Mpa}\right] = 2{,}5$ Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$

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

III- 1-6- Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: $\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p}$. (*Art.6.2.3*)

A: coefficient d'accélération; **A = 0.25** *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]*

$\mathbf{C_p}$: facteur de force horizontal; $\mathbf{C_p = 0.8}$ (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

$\mathbf{W_p}$: poids propre de l'élément $\mathbf{W_p = 1.755\ kN.}$

D'où alors : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 \Rightarrow \mathbf{F_p = 1.40\ kN < Q = 1.5kN}$**……(Condition vérifiée)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

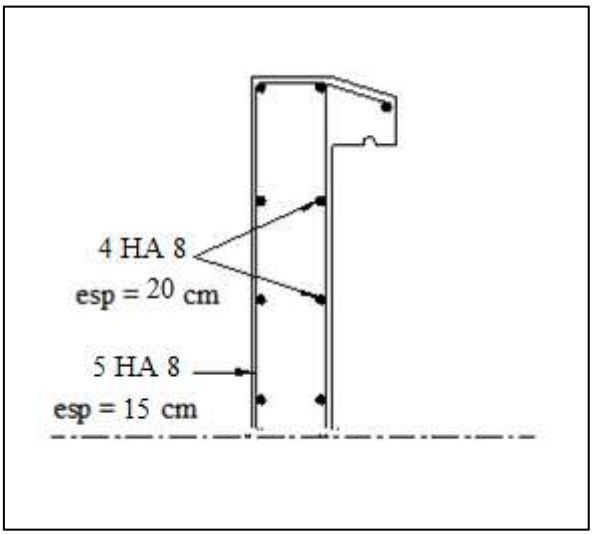


Fig.3-4: Ferraillage de l'acrotère

III.2-CALCUL DES POUTRELLES :

III.2.1- Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiments aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

III.2.2.- Dimensionnement des poutrelles :

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

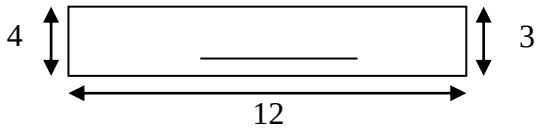


Fig. 3.5. Dimensionnement de la poutrelle

Le calcul se fait en deux étapes :

a/Première étape : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$$Q = \text{Max}\begin{cases}1\text{kN} \\ 500\text{N/m}\end{cases}$$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

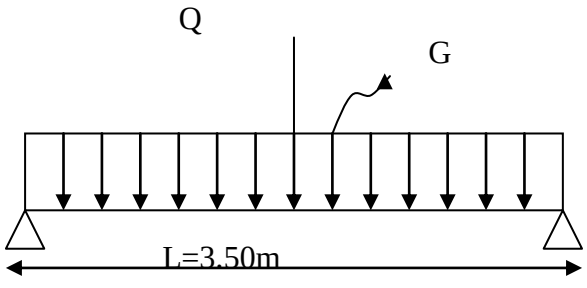


Fig. 3.6. Poutrelle avant coulage

- **Charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 kN/ml

- Poids du corps creux : 0.65×1 = 0.65 kN/ml

$\Rightarrow$ **G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

-Surcharge d'exploitation : $Q = \text{Max}\begin{cases}1kN \\ 500\times 3.5 = 1.75kN\end{cases}$

$\Rightarrow$ Q = 1.75 kN

- **Ferraillage :**

ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G\cdot L^2/8 = 0.77\times(3.5)^2/8 = 1.18$ kN.m

$M_Q = Q\cdot L/4 = 1.75\times(3.5\ )/\ 4\ = 1.53$ kN.m

$\Rightarrow M_u = 3.89$kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 2.54 > \quad \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

Cette valeur de μ=2.54 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé (n=3) de façon à éliminer le risque de déformation.

b/Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

II.2.3-Méthodes de calcul :

a) La méthode forfaitaire :

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

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

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

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

- La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

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

:

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

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

3) Pour les appuis:

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

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui.

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

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- **Remarque :**

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

- **Exposé de la méthode :**

b) Méthode de Caquot : (pour les poutres):

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$\text{où } \frac{k_w}{k_e} = \gamma \; k_w = \frac{I_w}{l'_w} \text{ et } k_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{I_w \; l'_e}{I_e \; l'_w}$$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis:

$$M_{app} = \frac{q_w \; l'^{3}_w + q_e \; l'^{3}_e}{8.5 \; (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (**x =L/2**) comme moment maximum en travée:

II.2.4-Calcul des poutrelles (après le coulage de la table de compression) :

On a trois types de poutrelles à calculer :

Tableau 3.1 Charge et surcharge après coulage du béton.

	G kN/m²	**Q** kN/m²	**Pu** kN/m²	**Pser** kN/m²

Plancher terrasse	6,6x0,65=4,29	1x0,65=0,65	6,77	4,94
Plancher courant	6x0, 65=3,9	1,5x0,65=0,96	6,71	4,86
Plancher commerce	6x0,65=3,9	2.5x0,65=1.63	7.70	5.53

III.2.4.1-Plancher commerce :

A/ Poutrelles à deux travées :

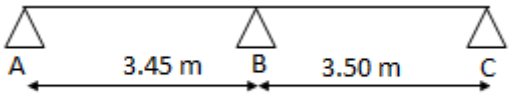


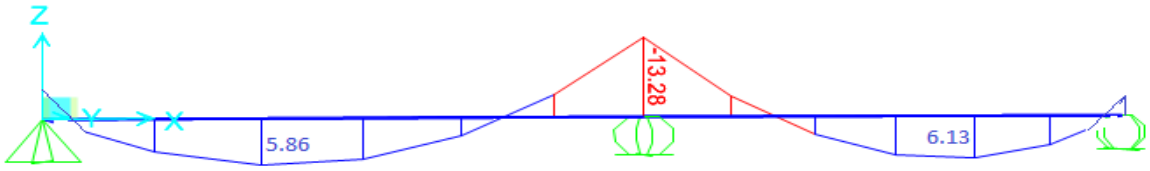
Fig.3.7: schéma de la poutrelle à deux travées de plancher commerce

Différentes sollicitations avec les sections d'armatures necessaires dans la poutrelle à deux travées à l'ELU

Tableau 3.2 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles à deux travées (ELU) :

N°	**Longneur (m)**	**Mtravé (kN.m)**	**Mappui (kN.m)**
1	3.34	5.86	-13.28
2	3.50	6.13	-13.28

Diagramme des moments à l'ELU



Le ferraillage se fait pour les poutrelles les plus défavorable dans l'étages commerce :

M_{tmax}= 6.13 kN.m

M_{amax}= 13.28 kN.m

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07$ kN.m

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

°/ A L'ELU :

En travée :

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.13 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu$=0.020 < μ_l=0.392 Donc A' = 0

Tableau : ß=0.990$\Rightarrow$ A= $\frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ =0.99 cm².

On adopte: **A=2HA10=1.57cm²**

- **Conditions de non fragilité : (CBA93)**

A = 1.57 cm² > A_{min} = $\frac{B}{1000}$ = 1.30 cm² **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 1.57 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=13.28 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13.28 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.240 < \mu_l$=0.392

Donc A'=0

Tableau : ß=0.832$\Rightarrow$ A= $\frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 2.55cm².

On adopte: **A = 1HA12+1HA14 = 2.67 cm²**

- **Conditions de non fragilité : (CBA93)**

$A = 2.67\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 0.24\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 2.67 cm².

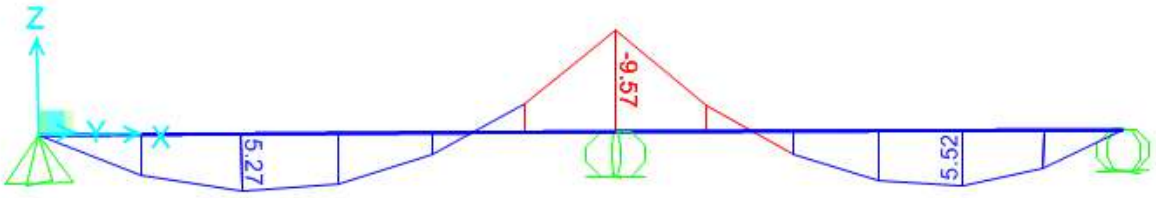
- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$ **=15Mpa**

Tableau 3.3 : la vérification des contraintes à ELS

	M ser (KN.m)	$\mathbf{A_u}$ (cm^2)	**Y** (cm)	**I** (cm4)	**K** (N/mm3)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ (MPa)	**Vérification**
Travée	5.27	1.57	3.92	8323.04	0.07	1.65	15	OK
Appui	9.57	2.67	8.54	6625.86	0.14	11.96	15	OK

Diagramme des moments à l'ELS :



- **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

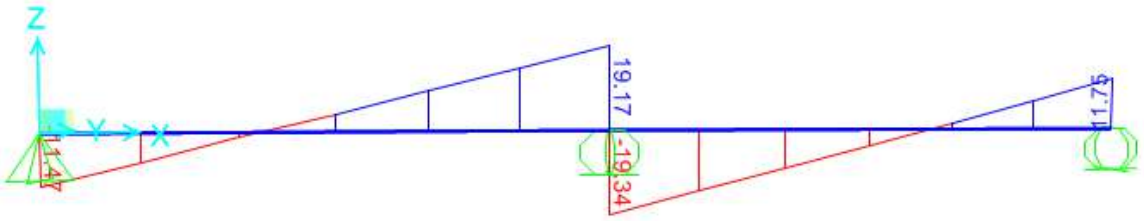
La fissuration est peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} < \overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33$$

Tableau 3.4 : la vérification des contraintes de cisaillement à ELU

N°	Aire (cm²)	T (KN)	τu (Mpa)	[τu] (Mpa)	Vérifiaction
3.45	356.00	19.17	0.54	3.33	OUI
3.50	356.00	19.34	0.54	3.33	OUI

Diagramme d'effort tranchant :



B/Poutrelles à cinq travées :

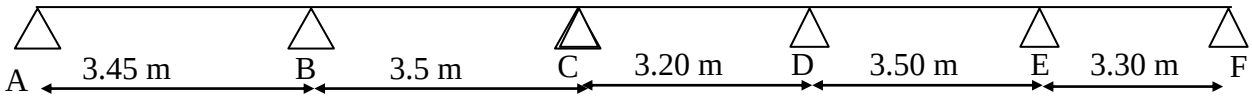


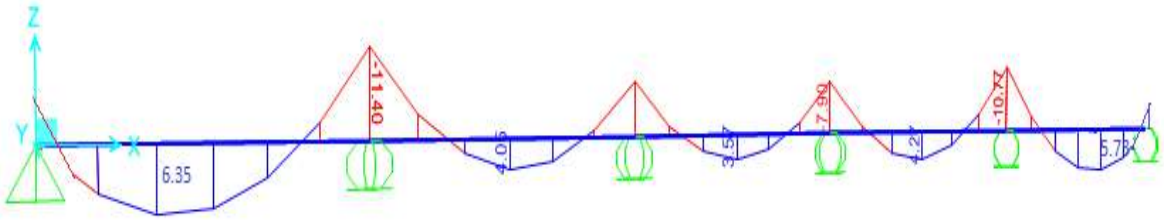
Fig.3.8: schéma de la poutrelle à cinq travées

Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées à l'ELU :

Tableau 3.5 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles à cinq travées (ELU) :

N°	Longneur (m)	Mtravé (KN.m)	Mappui (KN.m)
1	3.45	6.35	-11.40
2	3.50	4.05	-11.40
3	3.20	3.57	-7.90
4	3.50	4.27	-10.77
5	3.30	5.73	-10.77

Diagramme des moments à l'ELU :



Le ferraillage se fait pour le cas le plus défavorable dans l'étages commerce :

M_{tmax}= 6.35kN.m

M_{amax}= 11.40 kN.m

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

°/ A L'ELU :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.35 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.021 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.990$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.02 cm².

On adopte: **A=2HA10= 1.57cm²**

- **Conditions de non fragilité : (CBA93)**

$A = 1.57\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 1.57 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=11.40 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11.40 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.206 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.883⇒ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.06 cm^2$.

On adopte: **A = 1HA10+1HA14 = 2.32 cm²**

- **Conditions de non fragilité : (CBA93)**

$A = 3.08\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 0.24\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 2.32 cm².

Vérification des contraintes à l'ELS :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$ **=15Mpa**

Diagramme des moments à l'ELS :

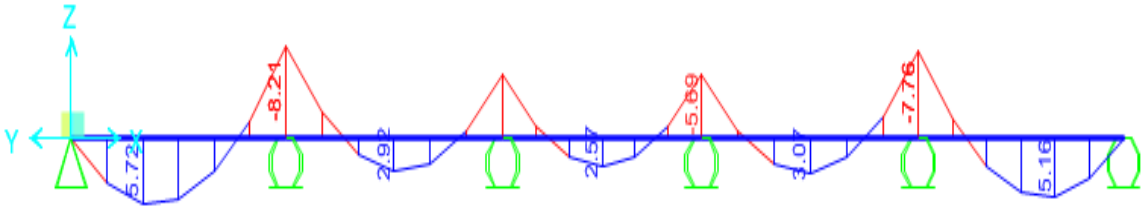


Tableau 3.6 : la vérification des contraintes à ELS

		M ser (KN.m)	$\mathbf{A_u}$ (cm^2)	**Y** (cm)	**I** (cm4)	**K** (N/mm3)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ (MPa)	**Vérification**
1ere	**Travée**	5.72	1.57	3.92	8323.04	0.068	2.67	15	OK
	Appui	8.21	2.32	8.54	6625.86	0.12	10.25	15	OK

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

- **Vérification de cisaillement à l'ELU :**

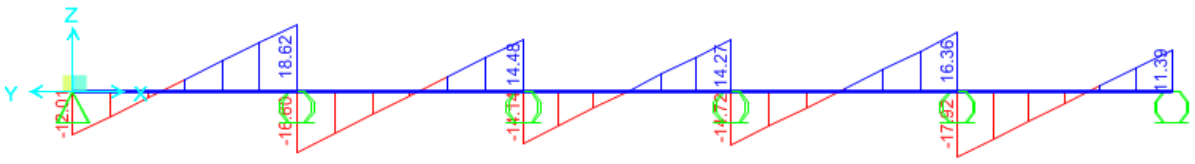
La fissuration est peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \quad < \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33$$

Tableau 3.7 : la vérification des contraintes de cisaillement à ELU

N°	**Aire (cm^2)**	**T (KN)**	**τu (Mpa)**	**[τu] (Mpa)**	**Vérifiaction**
3.45	356.00	18.62	0.52	3.33	OUI
3.50	356.00	16.6	0.47	3.33	OUI
3.20	356.00	14.27	0.4	3.33	OUI
3.50	356.00	16.36	0.46	3.33	OUI
3.30	356.00	17.92	0.5	3.33	OUI

Diagramme d'effort tranchant :



III.2.4.2- Plancher terrasse :

A/ Poutrelles à deux travées :

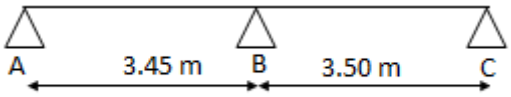


Fig.3.9**:** schéma de la poutrelle à deux travées de plancher terrasse

Diagramme des moments à l'ELU :

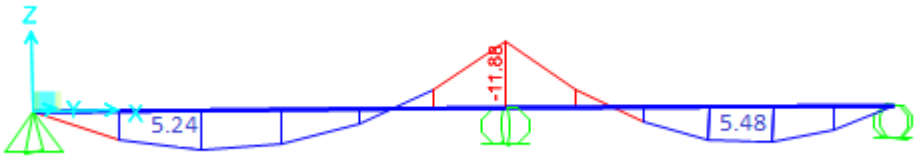


Tableau 3.8 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles à deux travées (ELU) :

N°	Longneur (m)	Mtravée (KN.m)	Mappui (KN.m)
1	3.45	5.24	-11.88
2	3.50	5.48	-11.88

Le ferraillage se fait pour les poutrelles les plus défavorable dans l'étages terrasse :

M_{tmax}= 5.48kN.m

M_{amax}= 11.88 kN.m

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

°/ A L'ELU :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.48x10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.018 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.990$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 0.88 cm².

On adopte: **A=2HA8=1.01cm²**

- **Conditions de non fragilité : (CBA93)**

$A = 1.01\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 1.01 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×20) cm²

M_{app}=11.88 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11.88 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.215 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.877$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 2.16cm².

On adopte: **A = 1HA10+1HA14= 2.32 cm²**

- **Conditions de non fragilité : (CBA93)**

$A = 2.32cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 0.24\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 2.32 cm².

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

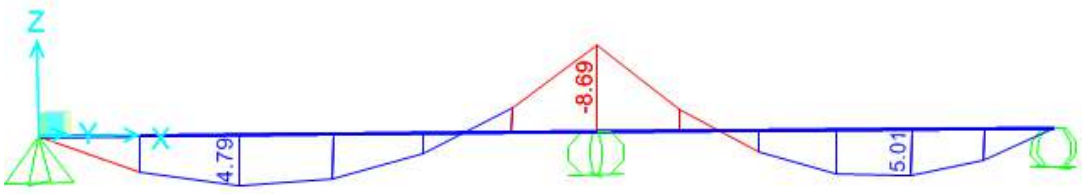


Tableau 3.9 : la vérification des contraintes à ELS

	M ser (KN.m)	$\mathbf{A_u}$ (cm^2)	**Y** (cm)	**I** (cm4)	**K** (N/mm3)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ (MPa)	**Vérification**
Travée	5.48	1.01	3.92	8323.04	0.065	2.55	15	OK
Appui	11.88	2.32	8.54	7781.35	0.15	12.81	15	OK

- **Vérification de cisaillement à l'ELU :**

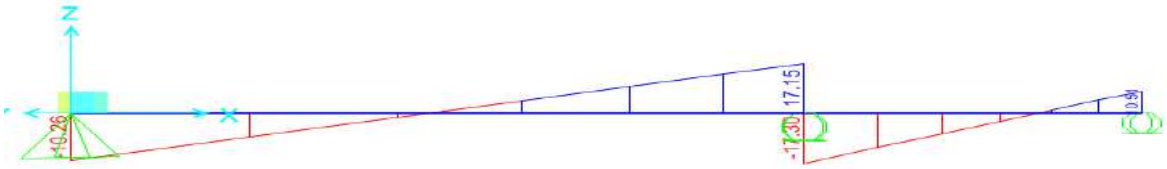
La fissuration est peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \quad < \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33$$

Tableau 3III.10 : la vérification des contraintes de cisaillement à ELU

N°	**Aire (cm^2)**	**T (KN)**	**τu (Mpa)**	**[τu] (Mpa)**	**Vérifiaction**
3.45	356.00	17.15	0.48	3.33	OUI
3.50	356.00	17.30	0.49	3.33	OUI

Diagramme d'effort tranchant à l'ELU :



B/Poutrelles à cinq travées :

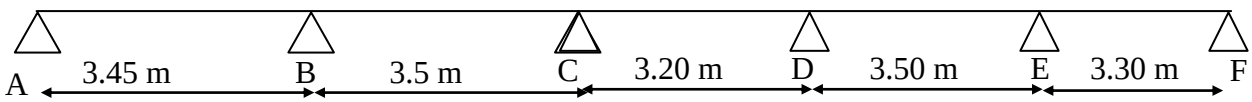
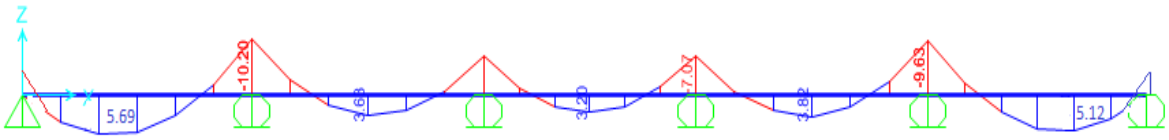


Fig.III.10**:** schéma de la poutrelle à cinq travées de plancher terrasse

Diagramme des moments à l'ELU :



Différentes sollicitations avec les sections d'armatures necessaires dans la poutrelle à cinq travées à l'ELU :

Tableau 3.11 : Les sollicitations maximales dans les poutrelles à cinq travées (ELU) :

N°	Longneur (m)	Mtravé (KN.m)	Mappui (KN.m)
1	3.34	5.69	-10.20
2	3.50	3.63	-10.20
3	3.20	3.2	-7.07
4	3.50	3.82	-9.03
5	3.30	5.12	-9.03

Le ferraillage se fait pour le cas le plus défavorable dans l'étages terrasse :

M_{tmax}= 5.69kN.m

M_{amax}= 10.20 kN.m

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

°/ A L'ELU :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.69 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.019 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.991$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 0.92 cm².

On adopte: **A=2HA8= 1.01cm²**

- **Conditions de non fragilité : (CBA93)**

$A = 1.01\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A =1.01 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=10.20 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10.20 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.180 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.900$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.81cm².

On adopte: **A = 1HA10+1HA14 = 2.32 cm²**

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Diagramme des moments à l'ELS :

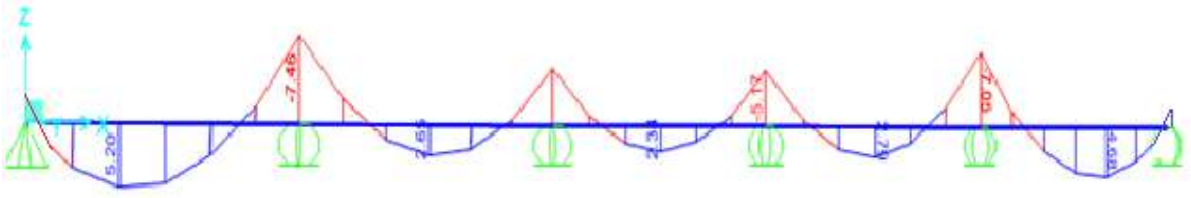


Tableau 3.12: la vérification des contraintes à ELS

		M ser (KN.m)	$\mathbf{A_u}$ (cm^2)	**Y** (cm)	**I** (cm4)	**K** (N/mm3)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ (MPa)	**Vérification**
1ere	**Travée**	5.20	1.01	3.27	5867.30	0.088	2.88	15	OK

	Appui	7.46	2.32S	7.77	5581.10	0.13	10.25	15	OK

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

- **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

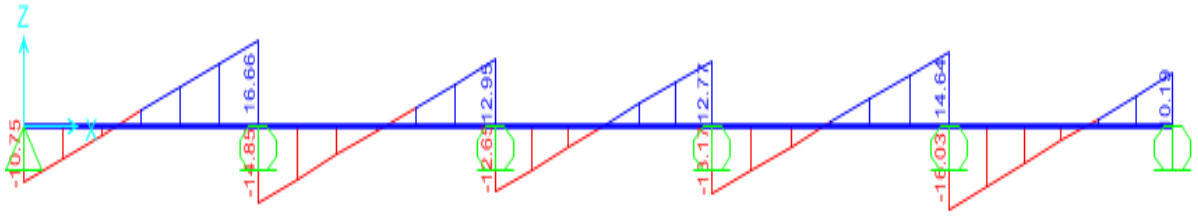
La fissuration est peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \quad < \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33$$

Tableau 3.13: la vérification des contraintes de cisaillement à ELU

N°	**Aire (cm²)**	**T (KN)**	**τu (Mpa)**	**[τu] (Mpa)**	**Vérifiaction**
3.45	356.00	16.66	0.47	3.33	OUI
3.50	356.00	14.85	0.42	3.33	OUI
3.20	356.00	12.77	0.36	3.33	OUI
3.50	356.00	14.64	0.41	3.33	OUI
3.30	356.00	16.03	0.45	3.33	OUI

Diagramme d'effort tranchant à l'ELU :



- **Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{345} = 0.058 < 0.044 & \textbf{(C..V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_a} \Rightarrow 0.058 > \frac{5.20}{10 \cdot 21.42} = 0.046 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.0142 > \frac{3.6}{400} = 0.009 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

III.2.5- 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 an 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**

Armatures:

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

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

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc: $A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{cm}^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : **TLE520 ; f_e=520 MPa ; ϕ=6mm.**

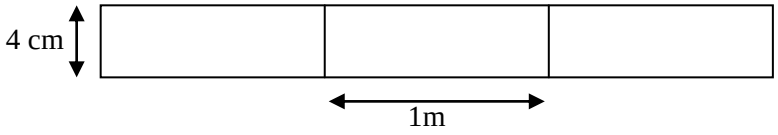


Fig.III.11. Schéma de la Table de compression

Types des poutrelles dans l'etage commerce :

1er type :

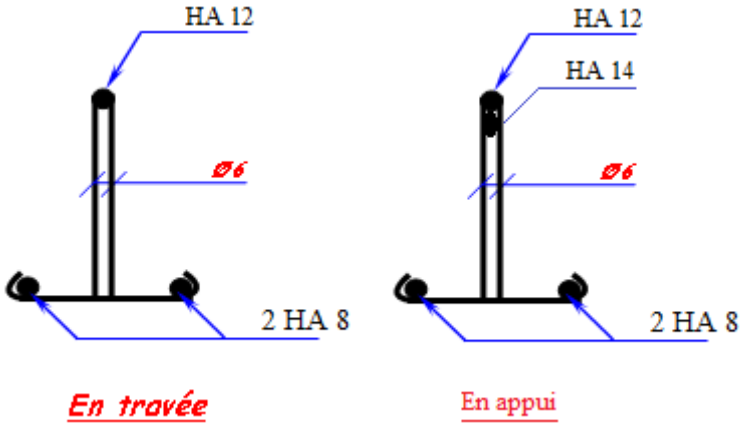


Figure :3.12. Ferraillage des poutrelles de l'etage commerce (type 1)

2eme type :

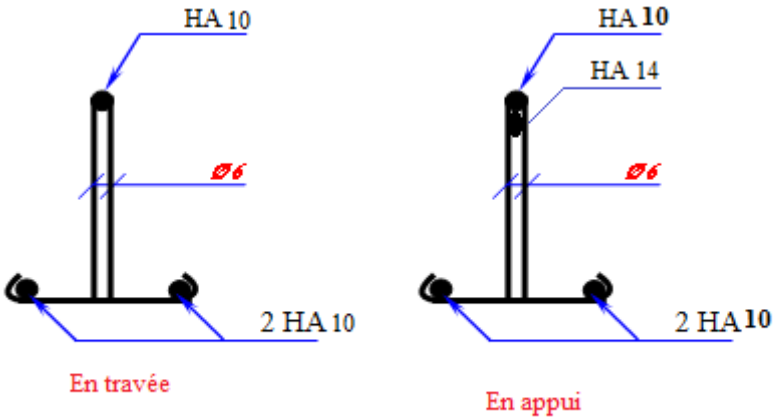


Figure :3.13. Ferraillage des poutrelles de l'etage commerce (type 2)

Type des poutrelles dans l'etage terrasse :

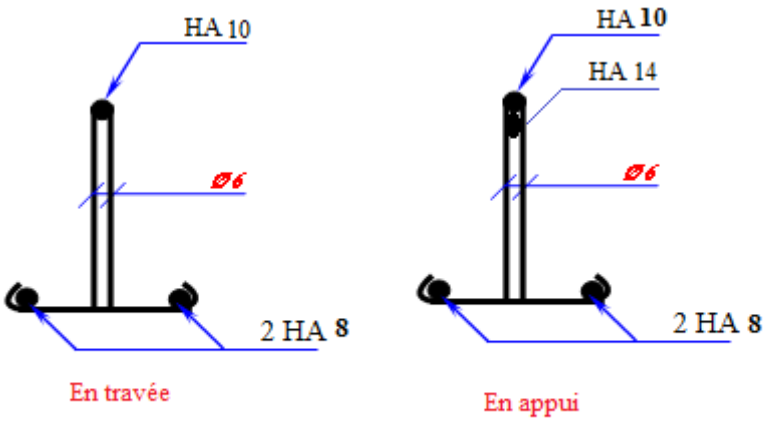


Figure :3.14. Ferraillage des poutrelles de l'etage terrasse

III.3-CALCUL DES ESCALIERS :

III. 3.1-Introduction :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement …)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferraillage adopté.

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettent de passer d'un niveau à un autre d'une construction

L'escalier se compose de :

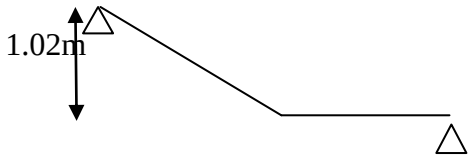
- **Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit le pied.
- **Contre marche** : c'est la partie verticale qui limite la marche.
- **Giron (g)** :c'est la distance horizontale qui sépare deux contre marches ou c'est largeur d'une marche.
- **Hauteur de marche(h) :** c'est la différence de hauteur entre deux marches successives.
- **Emmarchement** : c'est largeur de l'escalier.
- **Paillasse** : c'est la dalle oblique qui porte l'escalier.
- **volée** : c'est le nombre de marches comprises entre deux paliers consécutifs.

  Une volée ne doit pas comporter plus 22 marches et au moins de 03 marches.
- **le palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches pour assurer l'accès chaque niveau intermédiaire.
- **le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **le collet** : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

Les escaliers de notre batiment sont coulée en place , dont les dimmension des marches et contre marche (g)et (h)son determinées par la condition de:

(Blondel) $\rightarrow$ **0, 59 m ≤ g + 2h ≤ 0, 66 m.**

Les escaliers de notre bâtiment est de type : Escalier droite à quatres volées .



III.3.2 Les escaliers de l'etage courant :

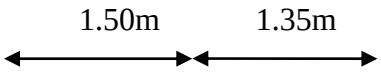


Figure 3.15 : shéma satatique d'un escalier

- **Caractéristique géométrique**
  - La hauteur égale a 1.02 m
  - La longueur égale a 3.5 m
  - L'inclinaison de la volée **:** α = arctg(0.85/1.20) = 35.31° ⇨ α = 35.31°
  - nombre de contre marche n = 5
  - Le nombre des marches : n-1 = 4
  - la hauteur des marches h =H/n=85/5= 17cm
  - et le giron g = (n-1)/L= 4/120=30 cm

En vérifiant la condition de **BLONDEL** on aura **:**

0, 59 m ≤ g + 2h ≤ 0, 66 m

0, 59 m ≤ 0.30 + 2(0.17) ≤ 0, 66 m

0, 59 m ≤ 0.64 ≤ 0, 66 m …….. CV

g = 30cm , h = 17 cm

III.3.2.1-Evaluation des charges :

$\alpha = 35.31$ $\begin{cases} \text{Cos } \alpha = 0.846 \\ \text{Sin } \alpha = 0.5327 \end{cases}$

- **Charges permanentes G** *(Paillasse) :*

Tableau 3.14 : Charge permanente dans la paillasse.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Poids propre de paillasse	e/cos=0.47	25	3.68
2	Poids propre de la marche	h/2= 0.085	25	2.12
3	carrelage	0.02	22	0.44
4	Mortier de pose	0.02	20	0.40
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			Σ	**7.00**

- **Surcharges d'exploitation** *Q :*

Q = 2,5 KN/m2.

- **Charges permanentes G (Palier) :**

Tableau 3.15 : Charge permanente dans le palier.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Poids propre de palier	0.12	25	3.00
2	carrelage	0.02	22	0.44
3	lit de sable	0.04	19	0.76
4	Mortier de pose	0.02	20	0.40
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			Σ	**4.96**

Surcharges d'exploitation *Q :*

Q = 2,5 KN/m2

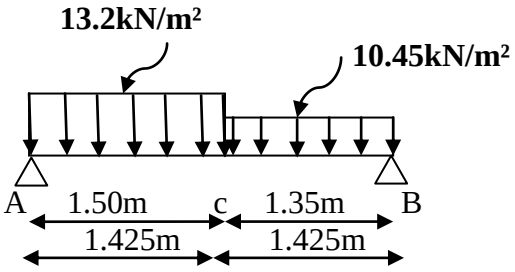
III.3.2.2- Combinaison des charges :

Tableau 3.16 : Combinaison des charges

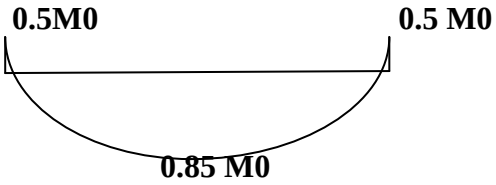
	G kN/m2	Q kN/m2	E.L.U	E.L.S
			1,35.G+1,5.Q (kN/m²)	G+Q (kN/m²)
Paillasse	7.00	2.5	13.2	9.5
Palier	4.96	2.5	10.45	7.46

III.3.2.3 Détermination des efforts :

L'ELU :
RA=17.93kN
RB=15.98 kN

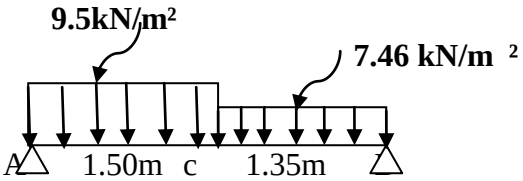


Le moment fléchissant qui correspondant le point C (à mi travée) :
MC= RB x 1.425 -10.45 x 1.35x(1.425-1.35/2)
MC =15.98 x 1.425 -10.45 x 1.35x(1.425-1.35/2)
MC =9.513 kN.m
M0max= MC =9.513 kN.m
Tmax=17.93 kN
Si on prend le cas



Mt=0.85 M0=0.85x9.513=8.09 kN.m
Mappui=0.5x M0=0.5x9.513=4.76 kN.m
Tmax=17.93 Kn

L'ELS :
RA=12.88 kN
RB=11.44 kN



On procedera les moments de la meme façon de ELU :

Récapitulation :

	Moment max en travée kN.m	Moment max en appui kN.m	L'effort tranchant max N
ELU	8.09	4.76	17.93
ELS	5.82	3.43	12.88

Tableau 3.17 : Les efforts maximaux

III.3.2.4 Calcul du ferraillage :

Acier : Fe=400 MPa

Beton : F_{C28} = 25 MPa ; γ_b = 1,5 ; σ_b=14.2 MPa

b = 100 cm, h= 12 cm, d= 10 cm, c= 2 cm

$\mu = \frac{M}{b\, d^2\, \sigma_b}$ $A_s = \frac{M}{\beta\, d\, \sigma_s}$

Tableau 3.18 : Résultats de la flexion simple

	Mu (KN.m)	d (cm)	μ	β	Acal (cm^2)	Achoisit (cm^2)	*A r=A/4* (cm^2)	Achoisit (cm^2)
En travée	8.09	10	0.056	0.971	2.39	$5HA8 = 2.51$	0.98	$4HA8 = 2.01\ cm^2$.
En appui	4.76	10	0.033	0.983	1.39	$4HA8 = 2.01$	0.63	$4HA8 = 2.01cm^2$

Avec $S_t = 20$ cm. en travée et en appui.

Condition de non fragilité

$A \square_A_{min} = \frac{bh}{1000} = \frac{100\ x12}{1000} = 1.2\ cm^2$

Travée : $A_s = 5HA8 = 2.51cm^2(C.V)$

Appuis : $A_s = 4HA8 = 2.01cm^2(C.V)$

III.3.2.5.Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il faut vérifier la condition suivante

σ b ≤σb adm=***15Mpa***

Tableau 3.19. Vérification des contraintes a l'E.L.S

	M ser (KN.m)	**Y** (cm)	**I** (cm4)	**K** (N/mm3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	**Vérification**
En travée	5.82	2.89	3784.63	0.15	4.34	15	OK
En appui	3.43	2.39	2635.45	0.13	3.11	15	OK

III.3.2.5.Vérification des contraintes de cisaillement :

$\tau = \frac{V}{b\,d} \leq \tau u_{adm} = \text{Min}\,[0.20\ fc28/\ \delta b \text{ et } 5\ MPa]$ …….. Art [A.5.1.2.1]

$\tau = \frac{15.85\ 10^3}{1000x100} = 0.158MPa \leq \tau u_{adm} = \text{Min}\,[3.33\ MPa \text{ et } 5\ MPa] = 3.33MPa$

On a : $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ pas de nécessité des armatures transversales.

-Condition d'espacement :

Pour les armatures longitudinales :
$S_l \leq Sadm = Min[3h=36cm\ ;33cm\ ] = 33cm.$ $S\,l = 20cm < 33cm$
Pour les armatures transversales :
$S_l \leq Sadm = Min[3h=48cm\ ;45cm\ ] = 45cm.$ $S\,l = 20\ cm < 45\ cm$

Les conditions d'espacement sont vérifiées.

III.3.2.6- Vérification de la flèche : [

1- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{12}{255} = 0.047 > \frac{13.69}{20 \times 16.11} = 0.042$ **(C.V)**

2- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100\,x10} = 0.0039 < \frac{2}{400} = 0.005$ **(C.V)**

On n'est pas besoin de calculer la flèche.

III.3.3. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière à pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple .

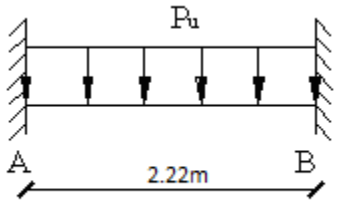


Fig. 3.16 : schéma Statique de la poutre palière

III .3.3.1- Pré dimensionnement *:*

La poutre palière a une longueur ***L= 2.22m***

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ Et $0.3h \leq b \leq 0.7h$

14.8 cm < h < 22.2 cm ⟹ on prend h= 30 cm et b= 25 cm

Vérification des conditions du RPA99V2003 :
b = 25 cm ≥ 20 cm. (C.V)
h= 30 cm ≥ 30 cm. (C.V)
h / b = 1 cm < 4 cm. (C.V)

-Charges et surcharges:
Charge permanente :
Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):
Ru = 15.98 KN ; Rser = 11.44 KN
Poids propre de la poutre + Poids de double cloison: 0.30×0.30× 25+2.22x2.81x2.72 = 19.22 KN/ml.
Donc: Pu = 1.35× (19.22) +(15.98) = 41.93 KN/ml
Pser = (19.22) +11.44 = 30.66 KN/ml.

-Calcul des efforts :

Tableau 3.20 : Calcul des efforts.

	Moment en travée $Pl^2/24$ (kN.m)	**Moment aux appuis** $Pl^2/12$ (kN.m)	**L'effort tranchant max** Pl/2 (kN)
ELU	8.61	17.22	46.51
ELS	6.29	12.58	-

ELU

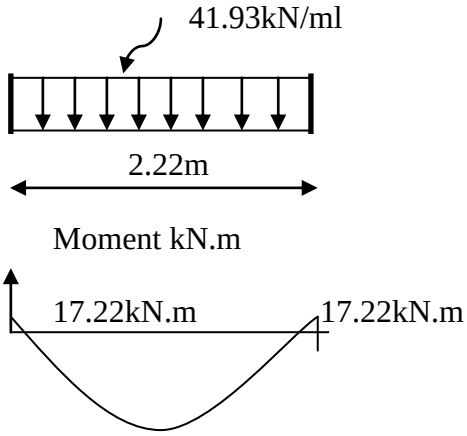


Diagramme des moments à l'ELU

ELS

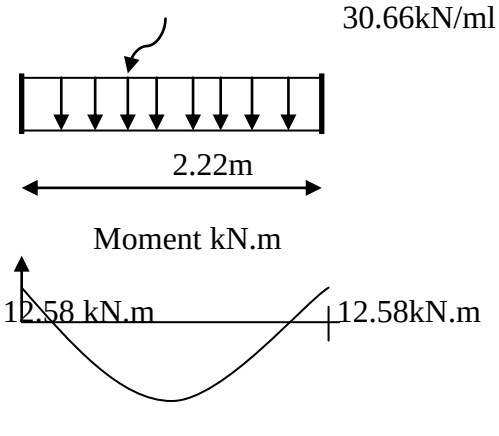
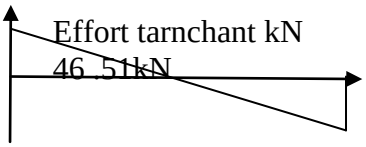


Diagramme des moments à l'ELS



46.51 kN

Diagramme d'effort tranchant à l'ELU

Armatures longitudinales:

Béton: fc28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σ bc = 14.2 MPa ; ft28 = 2.1 MPa

b = 30 cm ; h = 30 cm ; d = 28 cm ; c =2 cm.

Acier: Fe= 400 MPa ; γs = 1.15 ; σ s = 348 MPa.

Tableau 3.21 : Calcul du ferraillage de la poutre palière

	Mu (KN.m)	**μ**	**β**	**Acal (cm²)**	**Achoisit (cm²)**	***A '* (cm²)**	**Amin (cm²)**
En travée	8.61	0.000	1.000	3.34	$3HA12 = 3.39$	0	0.9
En appui	17.22	0.000	1.000	7.23	$3HA16 + 2HA12 = 8.23$	0	0.9

III .3.3.2- Vérification à l'état limite de service ;

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : σ b □$\overline{\sigma}$b

Tableau 3.22. Vérification des contraintes a l'E.L.S

	M ser (KN.m)	**Y** (cm)	**I** (cm4)	**K** (N/mm3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	**Vérification**
En travée	6.29	8.19	25448.91	0.009	0.07	15	OK
En appui	12.58	12.49	55748.84	0.18	2.39	15	OK

III.3.3.3-Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA]

$\tau = \frac{V}{b\,d} \leq \tau u_{adm} \equiv$Min [0.20 fc28/ δb et 5 MPa] …….. Art [A.5.1.2.1]

$\tau = \frac{46.5110^3}{300x280}$=0.55MPa ≤$\tau u_{adm}$ =Min [3.33 MPa et 5 MPa] = 3.33MPa

On a : $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ pas de nécessité des armatures transversales.

III.3.3.4-Vérification des armatures longitudinales :

On doit vérifier : $A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$

$\Longrightarrow$A=3.39 cm^2>1.15x19.02x10^3/400x10^2= 0.55 cm^2 **(C.V)**

Donc, la section d'armature longitudinale peut équilibrer l'effort tranchant.

Armatures transversales:

φt≤Min [$\frac{h}{35} = 8.57$; $\frac{b}{30}$ =30 ; 12]= 8.57mm

φt =8mm , at $= \frac{\pi\varphi^2 t}{4}$ = 0.5024 cm².

At = at.nt (nt = 3).

At =1,50 cm2 , **At =3HA8=1,50 cm2**

Pour l'espacement on a :

-St ≤ min[h/4; 12Øl] (zone nodale) → -St =7cm

Donc on aura

-St ≤ h/2 (zone courante) → -St =15cm

At min =0.003.St.b …… Art [7.5.2.2]

0, 003.15.30=1.35 cm2 <1,50 cm2 (C.V)

III.3.3.5-Vérification vis-à-vis au : RPA 99V2003 Art [7.5.2.1]

Pour les armatures longitudinales : **Amin ≤ As ≤ Amax**
Avec : Amin = 0.5% (bxh) = 5.25 cm².
Amax = 4% (bxh) = 36cm² en zone courante.
Amax = 6% (bxh) = 54cm² en zone de recouvrement.
Amin =5.25cm² < Atravée = 3 .39cm² < Amax= 36cm² ; (en travée) (**C.V)**
Amin =5.25cm² < Aappuis= 8.23cm² < Amax= 54cm² ; (aux appuis) (**C.V)**

III.3.3.6-Vérification de la flèche : [CBA]

On doit vérifier :
h/L ≥ 1/16 → 0,135 > 0,065 (**C.V)**
h/L ≥ Mt /10M0 →0,1 > 0,05 (**C.V)**
A/bd=0.00403<2/fe=0.005 (CV)
La verification de la fleche n'est pas necessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées

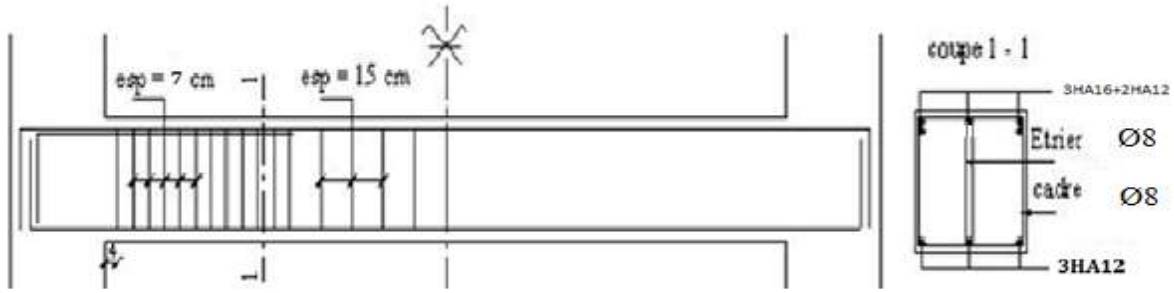


Figure 3 .17-Ferraillage de la poutre palière

III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES:

III.4.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.
On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.4.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.
Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.
$T_{ext} = P \cdot f$ (cas d'une charge concentrée).
$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).
Avec:

P : Charge totale
S : Surface de répartition de la charge.
f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.
$T_{int} = M \cdot L \cdot \theta$.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

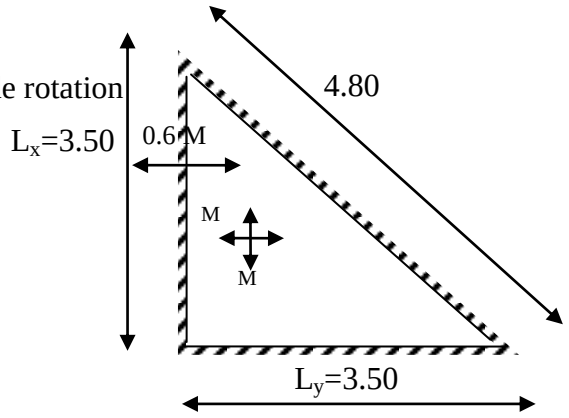


Fig.3.18- La dalle pleine

III.4.3. Position des lignes de rupture:

℘ 1er type : Dalle triangulaire :

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes). C'est-à-dire:

$M_{ax}=M_{ay}=0.6M.$

$M_{tx}=M_{ty}=M$

℘ Travail externe:

$$T_{ext}(1)=T_{ext}(2)= P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}.$$

$$T_{ext}(3)= P_u \left[\frac{L_x L_y}{2} - \left(\frac{L_y x}{2} + \frac{L_x y}{2} \right) \right] \cdot \frac{f}{3}.$$

$$\sum T_{ext} = \frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L_x L_y}{2} \right] = = \frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L^2}{2} \right]$$

℘ Travail interne: (avec : $L_x = L_y = L$)

$$T_{int}(1)= \frac{M \cdot f}{y} \cdot L$$

$$T_{int}(2)= \frac{M \cdot f}{y} \cdot L$$

$$T_{int}(3)= 2 \cdot M \cdot L \frac{f}{L - 2y}$$

$$\sum T_{int} = 2 \cdot M \cdot L \frac{f}{L-2y} + \frac{M \cdot f}{y} \cdot L + \frac{M \cdot f}{y} \cdot L$$

$$\sum T_{int} = M \cdot L \cdot \left(\frac{2}{y} + \frac{2}{L-2y} \right) \cdot f$$

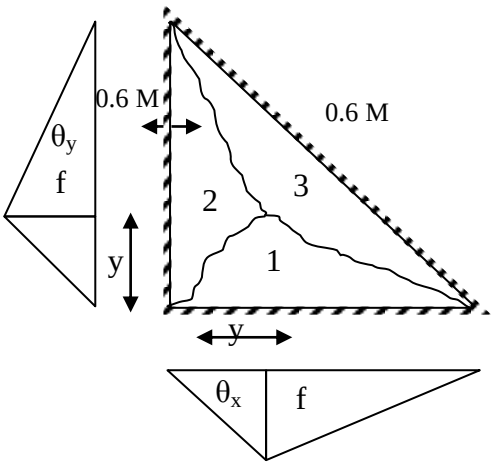


Fig. 3.19.Efforts et déplacements des zones rigides.

Principe de travail virtuel :

$\sum T_{ext} = \sum T_{int}$; où : $L = L_x = L_y = 3.5$ m.

On obtient: $P_u = \frac{12}{L} \left[\frac{L-y}{Ly - 2y^2} \right] M$

$\frac{dp}{dy} = 0 \Rightarrow y = 0.293 \cdot L\, m \Rightarrow y = 1.026\ m$; Donc: **$M_u = 0.17\ P_u$=2.23kN.m**

Avec: P_u=1.35(6.95)+1.50(2.50)=**13.13KN**

P_{ser}=6.95+2.50=**9.45KN**

III.4.4. Calcul du ferraillage :

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.50}{3.50} = 1 > 0.4$ ⇒ La dalle travaille suivant deux directions.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

f_{c28}	25 MPa	h	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	23 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 20 - 2 - \frac{1}{2} = 17.5 \text{ cm} \\ d_y = 17.5 - \frac{1+1}{2} = 16.5 \text{ cm} \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b . d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s . d . \beta .}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau 3 -25 : Calcul des sections d’acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	2.23	0.005	0.997	0.39	0	2.0
	En appuis	1.34	0.003	0.998	0.22	0	2.0
Sens y	En travée	2.23	0.006	0.997	0.41	0	2.0
	En appuis	1.34	0.004	0.998	0.23	0	2.0

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{20 \times 100}{1000} = 2.0 \text{cm}^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\,HA\,10 = 3.14\,cm^2 \\ A_y = 4\,HA\,10 = 3.14\,cm^2 \end{cases}$

- **Condition d'espacement :**

S_t=25 cm ≤ $S_{t\,adm}$=min(3h=45cm;33cm)=33cm

- **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est peu nuisible :

Tableau 3 -26 : vérification des contraintes à l'ELS

	Suivant X	Suivant Y
Mser (kN.m)	1.62	1.62
σb adm(Mpa)	15	
y1 (cm)	3.62	3.50
IG (cm^4)	10655.29	9389.07
K (N/mm^3)	0.015	0.017
σb (Mpa)	0.54	0.6
σb ≤σb adm	Oui	Oui

- **. Vérification au cisaillement**

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau 3.27 - vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx} = \frac{13.13*3.50*3.50}{2*3.50+3.50} = 15.32\ kN$	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly} = \frac{13.13*3.50*3.50}{3*3.50} = 15.32 kN$
τu	$\frac{15.32*10^3}{1000*175} = 0.087$ MPa	$\frac{15?32*10^3}{1000*165} = 0.093\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07*fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.02\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

- **Type 2 : dalles pleines, rectangulaires, sur 4 appuis de 4.75*5.95 m²**

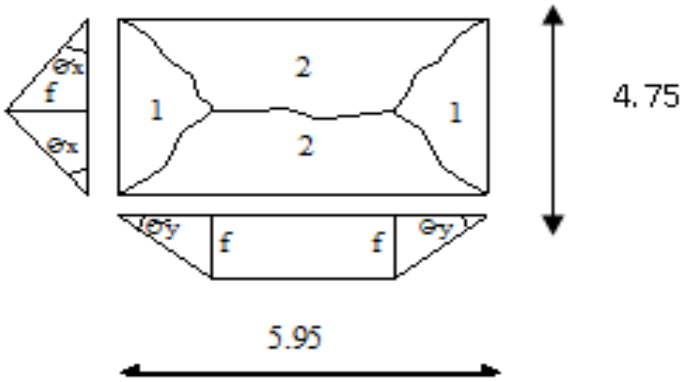


Figure 3 .20 : dalles pleine sur 4 appuis ; Les dimensions sont prises entre axe

III.5.2. Calcul des actions :
Les résultats de calcul sont :

Tableau 3 -28 : les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	6.95	2.5	13.13
ELS			9.45

III.4.5. Calcul du ferraillage :

.

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4.75}{5.95} = 0.798 > 0.4$ ⇒ La dalle travaille suivant deux directions.

- **Travail externe :**

$$T_{ext} = T_{ext}^{1} + T_{ext}^{2} + T_{ext}^{3} + T_{ext}^{4}$$

Avec :

- $T_{ext}^{1} = T_{ext}^{3}$

- $T_{ext}^{2} = T_{ext}^{4}$

$$T_{ext}^{1} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2}L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

Travail interne :

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}$$

Avec :

- $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$
- $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = \text{tg}\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\,M.L_y.\theta_x \qquad \theta_x = \text{tg}\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f$$

$$T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)f$$

Principe du travail virtuel :

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{4.75}{y} + 2.51\right)}{14.13 - 1.53y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow y = 2.15\ \text{m}$$

On remplace " y " on trouve : M=0.8q

$M_t = M = 0.7.q_u = 0.7 \times (13.13) = 10.50$ KN.m

$M_x = 0.5.M = 0.5 \times 10.50 = 5.25$ N.m

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est préjudiciable.

f_{c28}	25 MPa	h	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	23 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 20 - 2 - \frac{1}{2} = 17.5 \text{ cm} \\ d_y = 17.5 - \frac{1+1}{2} = 16.5 \text{ cm} \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b . d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s . d . \beta .}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau 3 -29 : Calcul des sections d’acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	10.50	0.024	0.988	1.74	0	2.0
	En appuis	5.25	0.012	0.994	0.87	0	2.0
Sens y	En travée	10.50	0.027	0.987	1.85	0	2.0
	En appuis	5.25	0.014	0.993	0.93	0	2.0

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{20 \times 100}{1000} = 2.0 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\,HA\,10 = 3.14\,cm^2 \\ A_y = 4\,HA10 = 3.14\,cm^2 \end{cases}$

- **Condition d'espacement :**

S_t=25 cm ≤ $S_{t\,adm}$=min(3h=45cm;33cm)=33cm

- **Vérification à l'E.L.S :**

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau 3 -30 : Vérification à l'E.L.S

	Suivant X	Suivant Y
Mser (kN.m)	7.56	7.56
σb adm(Mpa)	15	
σs adm(Mpa)	348	
y1 (cm)	2.82	2.21
IG (cm^4)	10897.7	9977.8
K (N/cm^3)	0.069	0.075
σb (Mpa)	1.04	1.13
σb ≤σb adm	Oui	Oui
σs (Mpa)	151.94	160.763
σs ≤σs adm	Oui	Oui

- **Condition d'espacement :**

S_t=25 cm ≤ $S_{t\,adm}$=min(3h=45cm;33cm)=33cm

- **Vérification au cisaillement :**

Tableau **3**-31 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P * Lx * Ly}{2 * Ly + Lx} = \frac{13.13 * 4.75 * 5.95}{2 * 5.95 + 4.75} = 21.54\ kN$	$\frac{P * Lx * Ly}{3 * Ly} = \frac{13.13 * 4.75 * 5.95}{3 * 5.95} = 20.80 kN$

τu	$\frac{21.54 * 10^3}{1000 * 175} = 0.123\ MPa$	$\frac{20.80 * 10^3}{1000 * 165} = 0.126\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 * fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

Tableau 3 -32: Vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/L	$M_t/(20M_o)$	$h/L \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b_o * d)$	$2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 2/fe$
0.130	0.0425	Non	0.0025	0.0050	Oui

Puisque la première condition ne est pas vérifiée, on doit calculer la flèche.

- Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \text{..... ..... } si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \text{..... } si \quad L \geq 5m \end{cases}$

- pour les flèches aux charges instantanées:

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

Avec :

- ✓ $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05. f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$

- ✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$

  - ℘ pour les flèches aux charges de longues durées:

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

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

  - ℘ Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 10.31 cm$$

  - ℘ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 68757.55 cm^4$$

Ei28 = 32164,20MPa

Ev28 = 10818,87MPa

Tableau 3.33: Récapitulation des résultats de la flèche de la dalle pleine

M(kN.m)	**A(cm^2)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß$_1$**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
7.56	3.14	10.31	0.0019	0.930	156.9	0	12.63	5.05
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
68757.55	75633.31	75633.31	5.95	1.1	3.30	2.20	12.4	**C.V**

Donc : l'Etat Limite d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Chapitre : IV

Etude sismique

IV.Etude Sismique :

IV.1. Introduction :

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

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

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1 Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité 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.

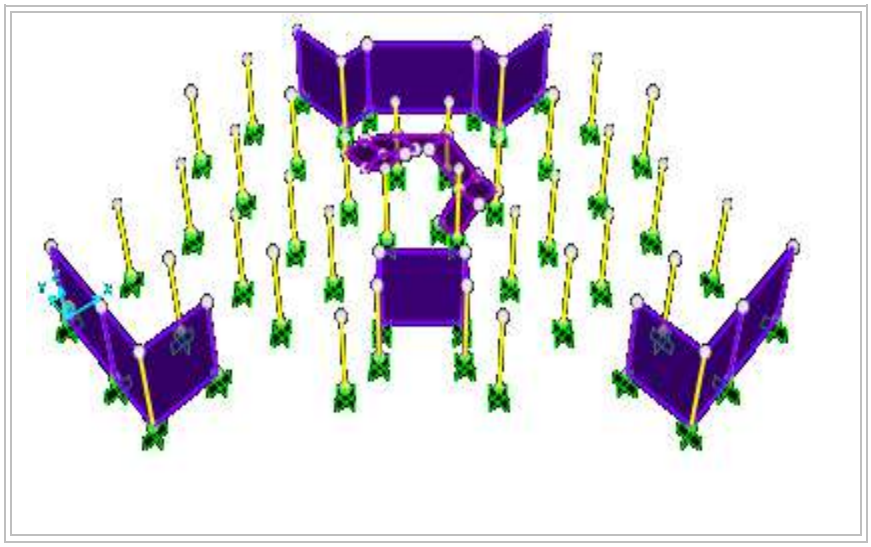


Figure 4-1 : disposition des voiles au RDC

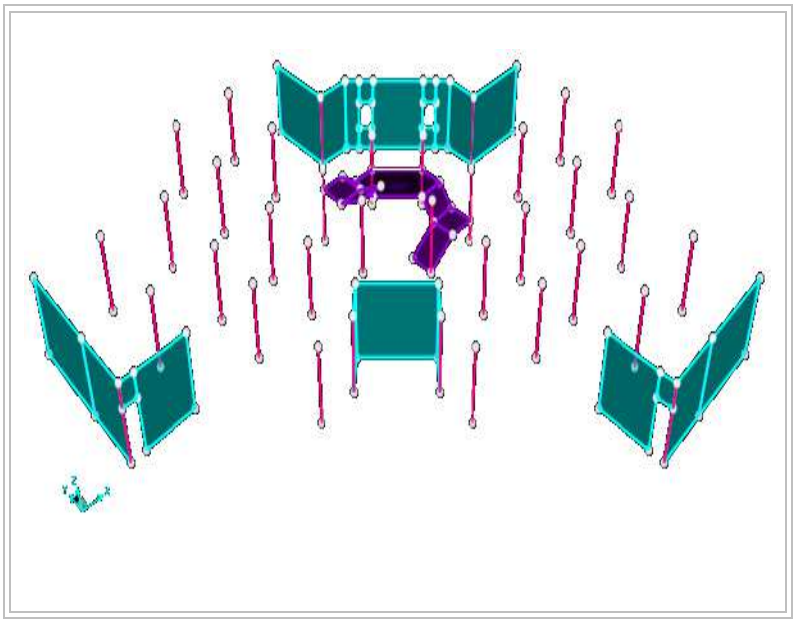


Figure 4-2 : disposition des voiles aux étages

IV.2.2. 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 repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile 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 : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

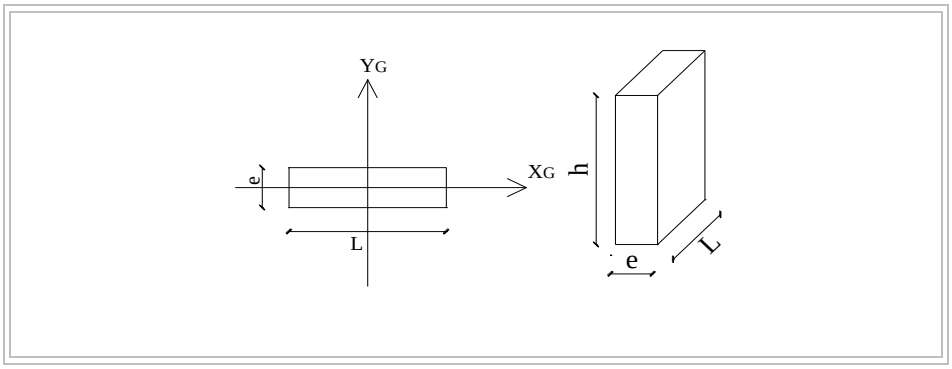


Figure 4-3 : dimensions des voiles et poteaux

Tableau 4-1 : Calcule de centre de masse et centre de rigidité

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)
19.72	3.6790	3.6868	17.55	10.66	3640.69	15.25	9.71
16.66	3.6790	3.6868	17.53	10.66	4301.49	15.37	9.56
13.60	3.7078	3.7156	17.51	10.65	4605.35	15.41	9.54
10.54	3.7078	3.7156	17.51	10.65	4648.94	15.39	9.57
7.48	3.4606	4.8285	17.55	10.60	4713.34	15.33	9.60
3.74	4.2380	4.2468	17.49	10.64	5573.83	15.36	9.58

IV.2. 3. Excentricité :

IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique) :

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

$$e_x = \left|X_T - X_G\right| \qquad e_Y = \left|Y_T - Y_G\right|$$

Tableau 4-2 : Calcule d'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_T	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G	Y_T	$E_{y\ Théo}$ (m)
19.72	15.25	17.55	2.30	9.71	10.66	0.95
16.66	15.37	17.53	2.16	9.56	10.66	1.10
13.60	15.41	17.51	2.10	9.54	10.65	1.11
10.54	15.39	17.51	2.12	9.57	10.65	1.09
7.48	15.33	17.55	2.22	9.60	10.60	1.00
3.74	15.36	17.49	2 .19	9.58	10.64	1.06

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

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

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

Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
19.72	19.20	15.70	0.96	1.14
16.66	19.20	15.70	0.96	1.14
13.60	19.20	15.70	0.96	1.14
10.54	19.20	15.70	0.96	1.14
7.48	19.20	15.70	0.96	1.14
3.74	19.20	15.70	0.96	1.14

IV.2. 3.C. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
19.72	2.30	0.96	3.26	0.95	0.96	1.91
16.66	2.16	0.96	3.12	1.10	0.96	2.06
13.60	2.10	0.96	3.06	1.11	0.96	2.07
10.54	2.12	0.96	3.08	1.09	0.96	2.05
7.48	2.22	0.96	3.18	1.00	0.96	1.96
3.74	2 .19	0.96	3.15	1.06	0.96	2.02

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

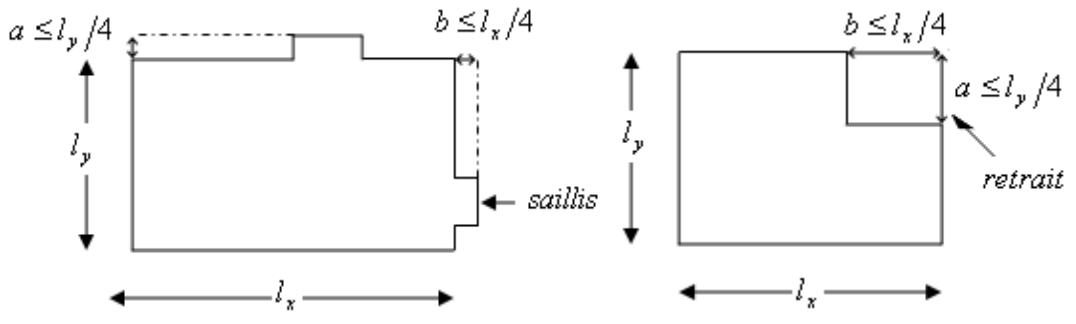
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.1.1. Conditions d'application de la methode statique equivalente

- En zone III le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 30m **(C.V)**

a) Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à ¼ de Lx et Ly **(C.N.V)**.

b) Régularité en élévation :

-(C.V) car on n'a pas des retraits en élévation

Donc selon **[**RPA99 version 2003 **Art 4.1.2],** les conditions de l'application de la Methode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la methode d'analyse modale spectrale) doit etre mene.

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.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25 .

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

$\xi = 7\ \%$ [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

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

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global donc :

Donc : R = 4.

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les

critères de qualité sont satisfaits ou non :

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

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

Tableau 4-5 : détermination du facteur de qualité Q de la structure

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}05 + 0.05 = 1{,}15$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}05 + 0.05 = 1{,}15$$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{matrix}\right\}$ site S3.

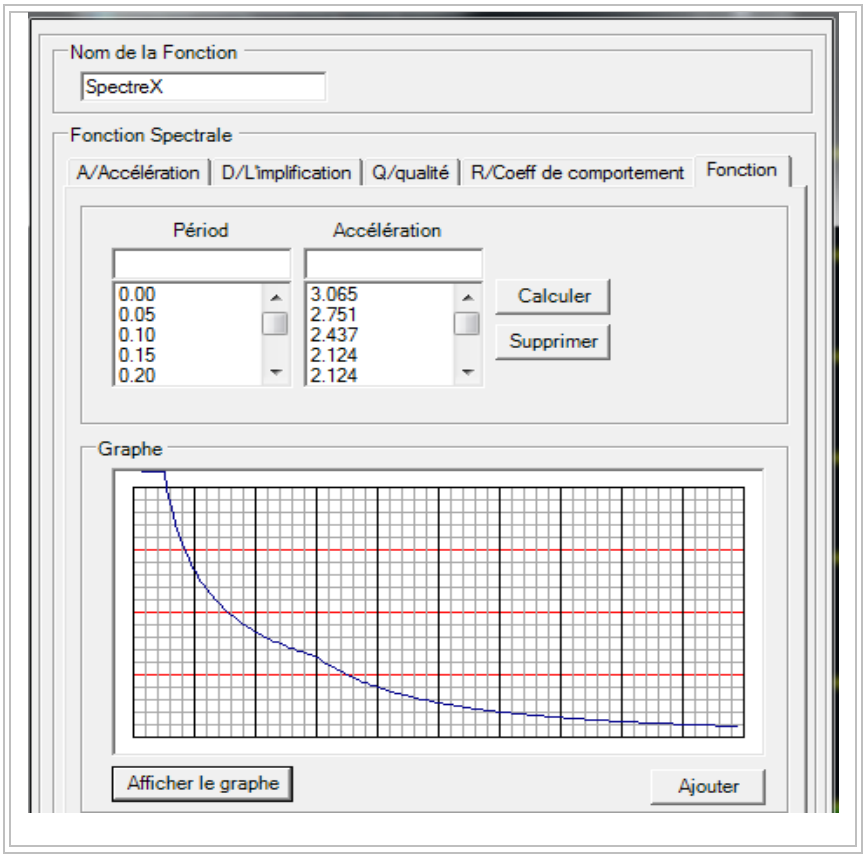


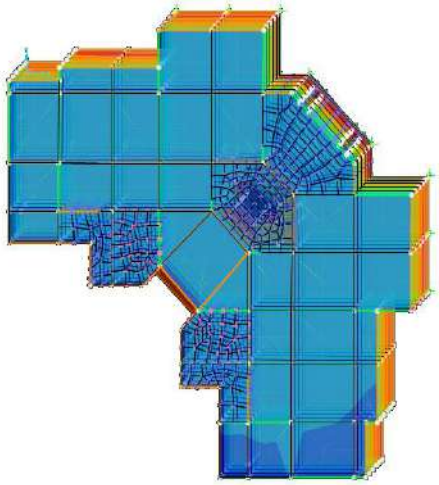
Figure 4-4 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

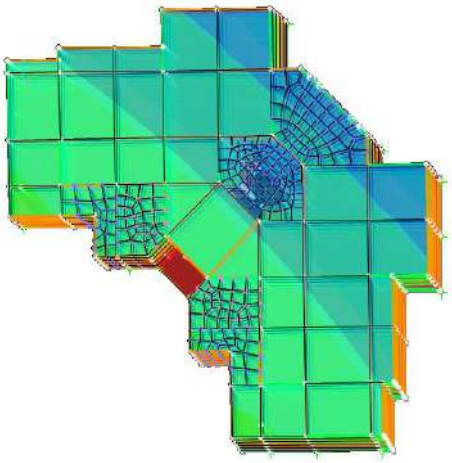
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

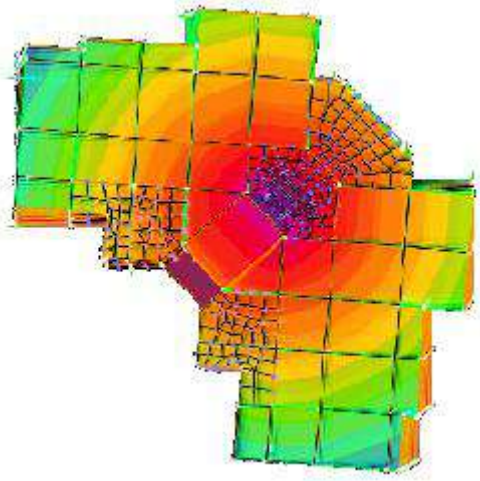
IV.4.1. Vérification de comportement :



1er Mode



2eme Mode



3eme Mode

Figure 4-5 : Le comportement

Tableau 4-6 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant l'axe principal 1	translation pure suivant l'axe principal 2	rotation autour de z

IV.4.2. vérification de participation massique :

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau 4-7 : Vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	R z
1	0.529	35%	34%	0%
2	0.282	70%	70%	1%
3	0.244	70%	71%	71%
4	0.157	81%	81%	71%
5	0.156	87%	87%	71%
6	0.151	90%	90%	72%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 6^{eme} mode.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismique :

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 [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

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 la formule :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

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

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

Dx=2.205

Dy=2.205

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 4

Q : facteur de qualité

Q_x=Q_y=1.15

W : poids total de la structure

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

β = 0.2 tableau 4.5

W= 38844.468 kN

Tableau 4-8 : Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.205	2.205	4	1.10	1.10	38805.074	5882.61	5882.61

Tableau 4-9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
Suivant X	5882.61	3982.01	4706.10	Non
Suivant Y	5882.61	4853.98	4706.10	Oui

Pour la direction x la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Vt.

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.18$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient '1.18'

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

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

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =X_G.Wi , MtY =G_Y.Wi

Avec :

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

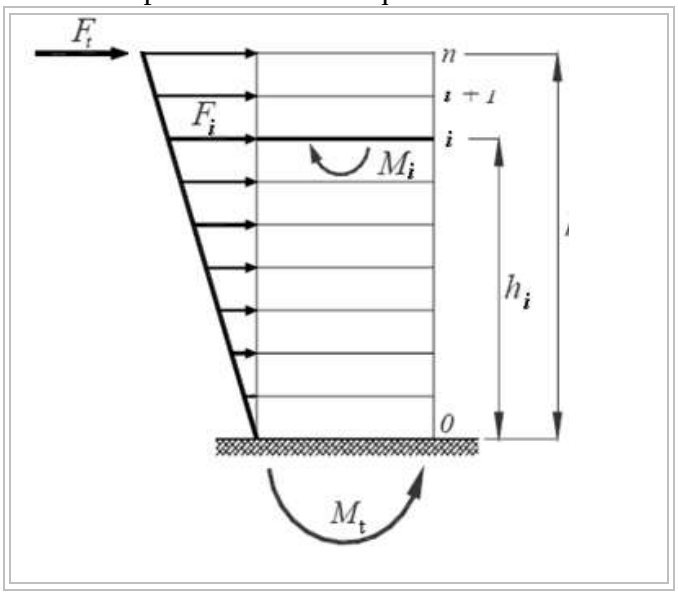


Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[Art 4.2.5]

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

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

On a :

- TX = 0,510 s → Ft = 0
- TY = 0,510 s → Ft = 0

Donc:

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

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y - Ft = \alpha_Y.V_Y$$

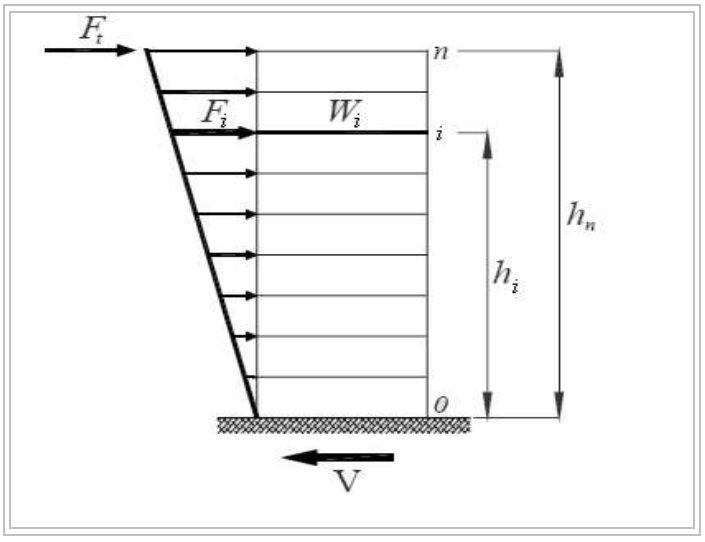


Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques

V_X = 3982.01x1.18 =4698.78 kN

V_y= 4853.98 kN

Tableau4-10 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	F_{ix}(kN)	F_{iy} (kN)
+19.72	3640.69	71794.40	0.23	1080.72	1116.41
+16.66	4301.49	71662.82	0.23	1080.72	1116.41
+13.60	4605.35	62632.76	0.20	939.75	970.80
+10.54	4648.94	48999.83	0.16	751.80	776.64
+7.48	4713.34	35255.78	0.11	516.97	533.94
+3.74	5573.83	20846.12	0.07	328.9	339.78
SOMME		311191.71			

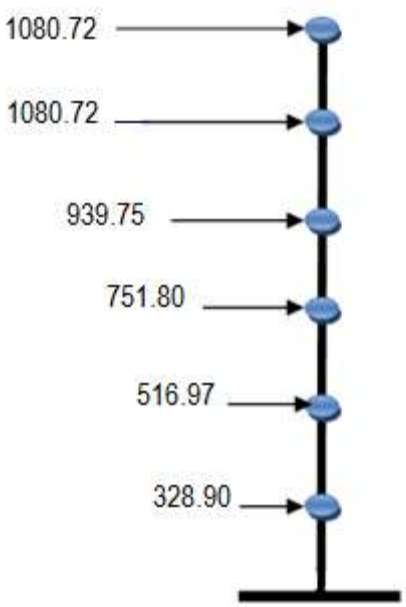


Figure4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

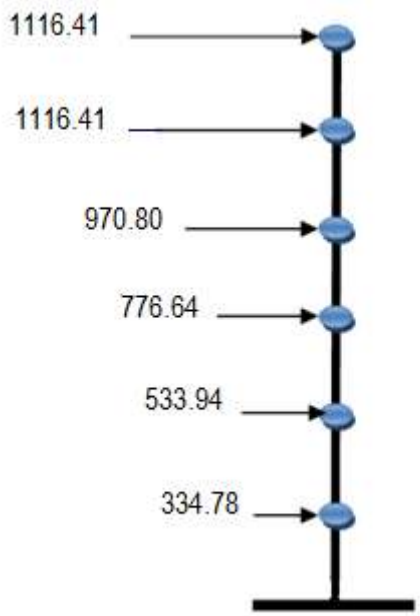


Figure4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 4.5.2. Moment de renversement :

Tableau 4-11 : calcul du moment de renversement

Niveau h_i (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	$h_i.F_{ix}$ (KN.m)	$h_i.F_{iy}$ (KN.m)
+19.72	1080.72	1116.41	21311.79	22015.60
+16.66	1080.72	1116.41	21311.79	22015.60
+13.60	939.75	970.80	12780.6	13202.88
+10.54	751.80	776.64	7923.97	8185.78
+7.48	516.97	533.94	3866.93	3993.87
+3.74	328.9	339.78	1230.10	1270.78
Moment de renversement (KN.m)			68425.18	70684.51

IV. 4.5. 3. Moment stabilisant :

Le moment de stabilité qui est égal à : $Msx = X_G.Wi$, $Msy = G_Y.Wi$

Avec :

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

Tableau 4-12 : calcul du moment de renversement

Niveau h_i (m)	W_i (kN)	Poids.X_G (KN.m)	Poids.Y_G (KN.m)
+19.72	3640.69	53187.7	32509.81
+16.66	4301.49	69934.77	41659.12
+13.60	4605.35	69239.76	41034.53
+10.54	4648.94	70354.15	41899.59
+7.48	4713.34	73892.65	44345.90
+3.74	5573.83	80617.04	48168.12
Moment de renversement (KN.m)		417226.070	249617.070

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

Tableau 4-13 : Vérification de stabilisation

M_{sx} (kN.m)	M_{sy} (kN.m)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	M_{sx}/M_{rx}	M_{sy}/M_{ry}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
417226.070	249617.070	68425.18	70684.51	6.10	3.53	Oui

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.6. Vérification des déplacements :

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

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

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

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

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

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

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau 4-14 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	δ_k =R. δ_e (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
19.72	2.02	8.08			
			1.48	3.06	Oui
16.66	1.65	6.60			
			1.56	3.06	Oui
13.60	1.26	5.04			
			1.34	3.06	Oui
10.54	0.87	3.48			
			1.20	3.06	Oui
7.48	0.52	2.08			
			1.36	3.74	Oui
3.74	0.18	0.72			
			0.72	3.74	Oui

Tableau 4-15 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	δ_k =R. δ_e (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
19.72	1.75	7.00			
			1.32	3.06	Oui
16.66	1.42	5.68			
			1.40	3.06	Oui
13.60	1.07	4.28			
			1.36	3.06	Oui
10.54	0.73	2.92			
			1.24	3.06	Oui
7.48	0.42	1.68			

			1.16	3.74	Oui
3.74	0.13	0.52			
			0.52	3.74	Oui

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

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

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

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

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

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

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

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

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

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

Tableau 4-16 : Vérification l'effet P-Δ sens X et Y

h_k (m)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	θ_x	θ_y	$\theta \leq 0.10$
+19.72	3640.69	1163.70	1199.75	0.97	1.01	0.0017	0.0016	Oui
+16.66	4301.49	1086.79	1120.46	0.96	0.97	0.0024	0.0024	Oui
+13.60	4605.35	937.39	966.43	0.94	0.99	0.0034	0.0035	Oui
+10.54	4648.94	671.90	692.71	0.85	0.91	0.0052	0.0053	Oui
+7.48	4713.34	510.28	526.09	0.75	0.77	0.0090	0.0090	Oui
+3.74	5573.83	308.78	318.35	0.34	0.37	0.0168	0.0173	Oui

On constate d'apres les tableaux, que la structure etudiee est justifiee vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Conclusion

Les dimensions finales sont :

- Poteaux RDC, 1er étage : $40 * 40$ cm²
- Poteaux 2eme 3eme étages : $35 * 35$ cm²
- Poteaux 4eme, 5eme étages : $30 * 30$ cm²

IV. 4.8. *Vérification de cisaillement des éléments :*

$$\boldsymbol{\tau \leq \overline{\tau}}$$

Avec$\boldsymbol{\tau = \frac{T}{S}}$

On a une fissuration peu nuisible $\boldsymbol{\overline{\tau} = min(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)}$

-a poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=30*35 cm x cm

L'effort tranchant max = 147.89kN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{147.89 * 10\text{^}3}{300x325}} = 1.51 < 3.33 \ \ Condition\ vérifiée$$

-b poutre secondaire : sous combinaison G+Q+Edx

Section des poutres b*h=25*30 cm x cm

L'effort tranchant max = 100.02kN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{100.02 * 10\text{^}3}{250x275}} = \boldsymbol{1.45} < 3.26 \ \ Condition\ véridiée$$

-c poutre palière : sous combinaison G+Q+E_{dx}

Section des poutres b*h=25*30 cm x cm

L'effort tranchant max = 38.61kN

$$\boldsymbol{\tau = \frac{38.61 * 10\text{^}3}{250 * 275} = 0.5} < 2.5 \text{Condition vérifiée}$$

Tableau 4.17 : Vérification des cisaillement

Eléments	**section**	$\mathbf{V_u}$ (kN)	**combinaison**	$\boldsymbol{\tau}$ (Mpa)	$\overline{\boldsymbol{\tau}}$ (Mpa)	**Vérification**
Poutres principales	30*35	147.89	**1.35G+1.5Q**	1.51	3.33	$\boldsymbol{C.V}$
Poutres secondaires	25*30	100.02	**G+Q+Edx**	1.45	3.26	$\boldsymbol{C.V}$
Poutres palières	25*30	38.61	**G+Q+Edx**	0.5	2.5	$\boldsymbol{C.V}$

IV. 4.9. Vérification de l'effort normal réduit :

$$\tau = \frac{N_d}{B_c * fc_{28}} = 0.02 < 0.3$$

Section des poteaux a la base 40x40

Tableau 4.18 : Vérification des efforts normal réduit

forme	sens	combinaisSons	Nd	Bc	υx	VERIFICATION
rectangle	x	G+Q+Edx	968.22	0.1444	0.19	oui
	y	G+Q+Edy	1006.88	0.1444	0.24	oui

Conclusion :

Les dimensions définitives sont :
-Poutre principale : 30x35cm^2.
-Poutre secondaire : 25x30 cm^2.
-Epaisseur voile : a=17 cm et a=15cm.

Chapitre : V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction :

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

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

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

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

V.2. Ferraillage des poutres :

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

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

Données :

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

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :

- 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 de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\,\phi$ en Zone IIb.

V.2.2.b. Armatures transversales :

- 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 $\leq$ h/2 en Zone courante.
    - St $\leq$min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

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

Tableau 5-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	32.18	1.35G+1.5Q	0	2.41	**3HA12=3.39**
		Appui	-65.51	1.35G+1.5Q	0	5.14	**5HA12=5.65**
	Etages	Travée	41.93	1.35G+1.5Q	0	3.18	**3HA12=3.39**
		Appui	-97.30	1.35G+1.5Q	0	8.06	**6HA14=9.24**
Rive	Terrasse	Travée	28.77	1.35G+1.5Q	0	2.14	**3HA12=3.39**
		Appui	-48.01	1.35G+1.5Q	0	3.67	**4HA12=4.52**
	Etages	Travée	50.97	1.35G+1.5Q	0	5.62	**5HA12=5.65**
		Appui	-68.67	1.35G+1.5Q	0	5.42	**5HA12=5.65**

Tableau5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	position	M (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Terrasse	Appui	50.50	G+Q+E_Y	0	5.11	**6HA12=6.79**
Etage	Appui	67.06	G+Q+E_Y	0	6.36	**6HA12=6.79**

V.2.3. 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 Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa . et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau 5-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	23.51	G+Q	3.39	5.9	-	Oui
		Appui	43.86	G+Q	5.65			
	Etages	Travée	40.47	G+Q	3.39	4.4	-	Oui
		Appui	68.52	G+Q	9.24			
Rive	Terrasse	Travée	21.11	G+Q	3.39	1.1	13.5	Oui
		Appui	35.14	G+Q	4.52			
	Etages	Travée	44.41	G+Q	5.65	12.3	58	Oui
		Appui	65.67	G+Q	5.65			

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

Niveau	position	M_{ser} (KN.m	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse	Appui	36.86	G+Q	6.79	8.1	15	Oui
Etages	Appui	58.04	G+Q	6.79	3.1	25.2	Oui

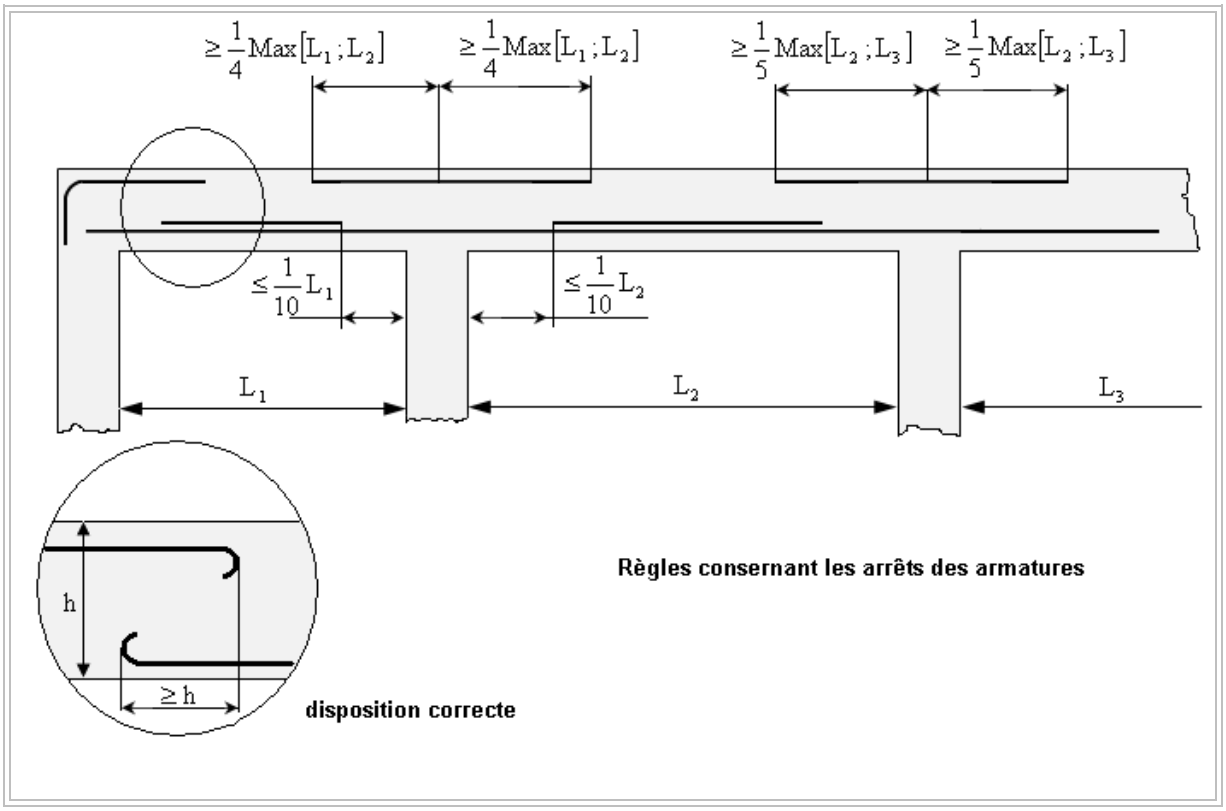


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

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

Tableau 5.5 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	1.05	Oui
		appui	5.65	1.05	Oui
	Etages	Travée	3.39	1.05	Oui
		appui	9.24	1.05	Oui
Rive	Terrasse	Travée	3.39	1.05	Oui
		appui	4.62	1.05	Oui
	Etages	Travée	5.65	1.05	Oui
		appui	5.65	1.05	Oui

Tableau 5-6 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA

	Niveau	position	A_{total}(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.78	5.25	60	Oui
		appui	9.04		90	Oui
	Etages	Travée	6.78	5.25	60	Oui
		appui	12.63		90	Oui
Rive	Terrasse	Travée	8.01	5.25	60	Oui
		appui	8.01		90	Oui
	Etages	Travée	9.04	5.25	60	Oui
		appui	9.04		90	Oui

Tableau 5-7 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrsse et Etage	Travée	3.39	0.75	Oui
	Appui	6.79	0.75	Oui

Tableau 5-8: vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

Niveau	position	A_{total} (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse et Etage	Travée	6.79	3.75	30	Oui
	appui	13.58	3.75	30	Oui

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- T_u: effort tranchant

Tableau 5-9 : Calcule de $\bar{\tau}_u$

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

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

	Niveau	Vu (KN)	N° élément	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Intermédiair	Terrasse	76.23	2194	1.35G+1.5Q	0.78	3.3	Oui
	Etage	107.84	1695	1.35G+1.5Q	1.11	3,3	Oui
Rive	Terrasse	51.54	2152	1.35G+1.5Q	0.53	2.5	Oui
	Etage	79.25	1642	1.35G+1.5Q	0.81	2.5	Oui

Tableau 5-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	V_u (KN)	N° élément	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	83.89	2179	1.35G+1.5Q	1.22	3.3	Oui
étages	100.96	1676	1.35G+1.5Q	1.47	3,3	Oui

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235 .

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

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

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

D'après CBA 93 :

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

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-12 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x35	1.11	30	2.01	8.75	17	1.53	8	17	**2.01=4Φ8**
25x30	1.47	25	2.01	7.5	15	1.12	7	15	**2.01=4Φ8**

V.2.7. Vérification de la flèche :

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

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

Avec : $M_t = K^* M_0$

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

Tableau 5-14 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.079	0.062	Oui	0.079	0.075	Oui	0. 008	0.0105	Oui
PS	0.086	0.062	Oui	0.086	0.075	Oui	0.006	0.0105	Oui

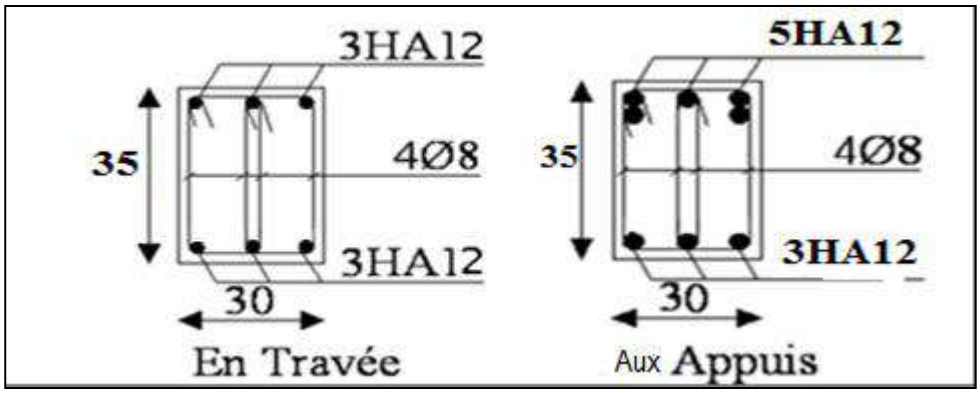


Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales, intermédiaires du niveau terrasse

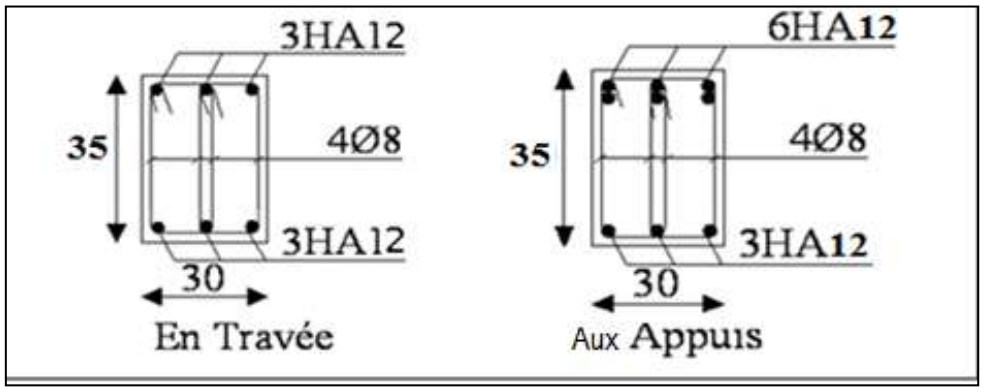


Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales, intermédiaires du niveau d'etage

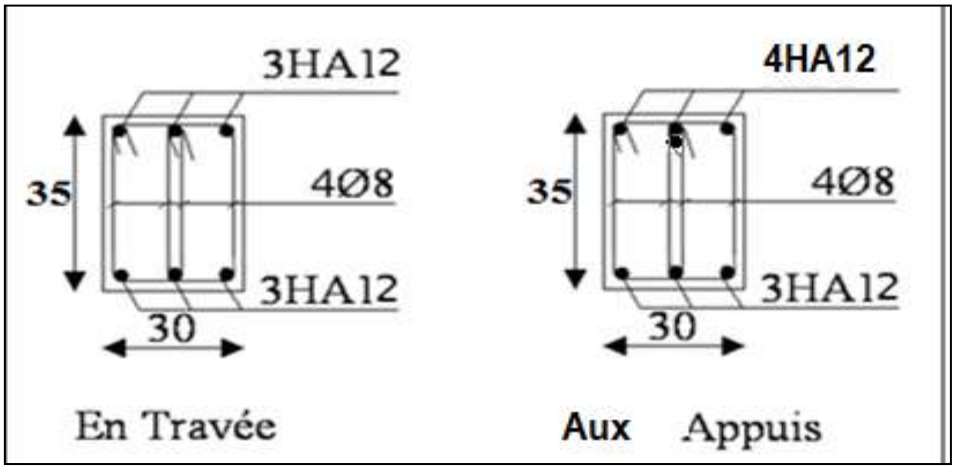


Figure 5-4 : Ferraillage des poutres principales, rive du niveau terrasse

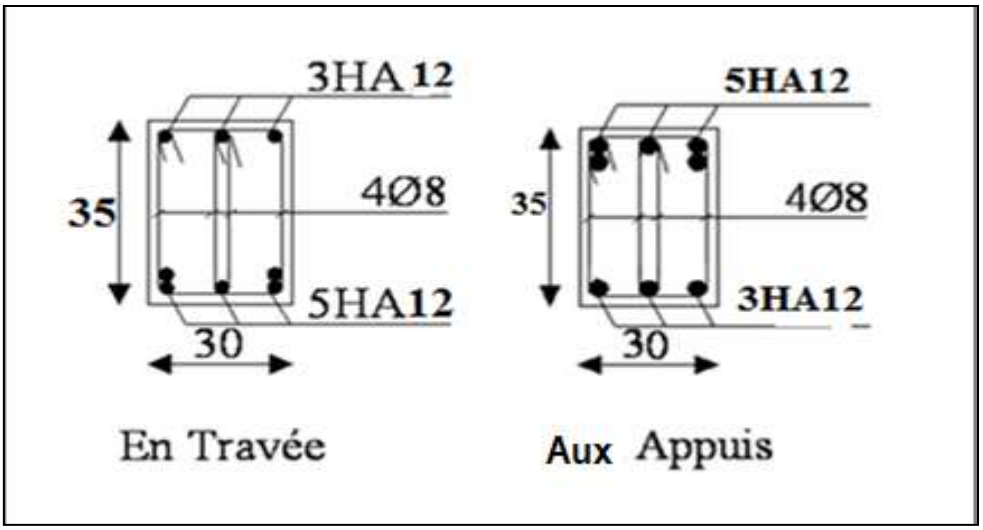


Figure 5-5: Ferraillage des poutres principales, rive du niveau etage

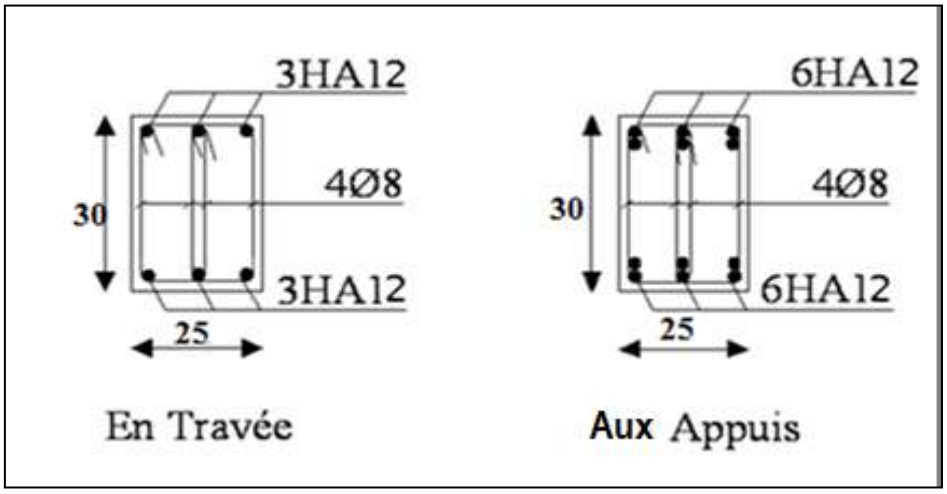


Figure 5-6 : Ferraillages des poutres secondaires de terrasse et des étages

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 :**

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

En plus la Condition de non fragilité :

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

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

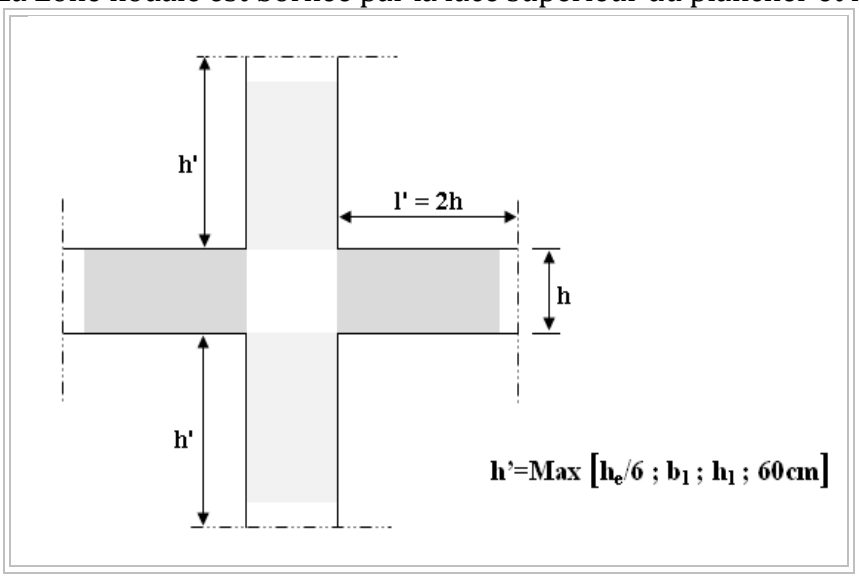


Figure 5-7 : définition de la zone nodale dans les poteaux

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

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

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

- 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 : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

- he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

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

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

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

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

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

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

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

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison $0.8G\pm E$. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme :

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

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

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

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

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

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

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

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

Tableau 5-14 : Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU

	élément	N (kN)	M (kN.m)	Combinaison	section	Ax (cm²)	Ax choisie
30x30RIVE	N_{max}	338.51	23.19	1.35G+1.5Q	SEC	0	3HA16= 6.03
	M_{max}	26.46	59.51	G+Q+Ex	SPC	5.70	
	N_{min}	-28.35	16.72	0.8G-Ey	SPT	1.96	
30x30 INTER	N_{max}	565.82	35.51	1.35G+1.5Q	SEC	0	3HA12= 3.39
	M_{max}	157.35	41.55	G+Q-Ex	SPC	2.17	
	N_{min}	-4.94	0.62	0.8G+Ey	SPT	0.13	
35x35 RIVE	N_{max}	620.57	33.87	1.35G+1.5Q	SEC	0	3HA16= 6.03
	M_{max}	47.61	67.91	G+Q+Ex	SPC	5.94	
	N_{min}	-112.05	20.58	0.8G-Ey	SPT	4.24	
35x35 INTER	N_{max}	1192.84	66.84	1.35G+1.5Q	SEC	0	3HA12= 3.39
	M_{max}	859.70	70.85	1.35G+1.5Q	SET	0	
	N_{min}	-64.60	16.6	0.8G+Ex	SPT	2.18	
40x40 RIVE	N_{max}	1099.01	13.59	1.35G+1.5Q	SEC	0	1HA20 +2HA16 = 7.16
	M_{max}	867.01	79.01	G+Q+Ex	SPC	4.9	
	N_{min}	-402.15	11.39	0.8G+Ey	SPT	6.60	

40x40 INTER	N_{max}	1933.99	32.14	1.35G+1.5Q	SEC	0	3HA16= 6.03
	M_{max}	1531.18	95.67	1.35G+1.5Q	SEC	0	
	N_{min}	-187.16	31.1	0.8G-Ex	SPT	4.82	

Tableau 5-15 : ferraillages longitudinaux des poteaux

Section	A_x	$A_{x,y}$	A_{min}RPA (cm²)	$A_{x,y}$ Finale (cm²)
30x30 Rive	3HA16=6.03	8HA16=16.08	8.10	8HA16=16.08
30x30 Inter	3HA12=3.39	8HA12=9.04	8.10	8HA12=9.04
35x35 Rive	3HA16=6.03	8HA16=16.08	11.025	8HA16=16.08
35x35 Inter	3HA12=3.39	8HA12=9.04	11.025	8HA12=9.04
40X40 Rive	HA20+2HA16= 7.16	4HA20+4HA16= 20.6	14.4	4HA20+4HA16=20.6
40X40 Inter	3HA16=4.62	8HA16=16.08	14.4	8HA16=16.08

S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T : section entièrement tendue.

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

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

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Et il faut vérifier que :

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

- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-16 : vérification des armatures à ELS des poteaux

SECTION	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm²)	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
30x30 RIVE	39.54	123.93	16.08	préj	5.4	68.1	Oui	Oui
30X30 INTE	50.33	116.46	9.04	peu	9.2	-	Oui	-
35x35 RIVE	49.06	452.74	16.08	préj	6.4	87.3	Oui	Oui
35x35 INTE	67.24	621.78	9.04	peu	10.8	-	Oui	-
40x40 RIVE	47.26	781.91	20.60	préj	7.4	104.7	Oui	Oui
40x40 INTE	63.93	979.86	16.08	peu	8.2	-	Oui	-

Préj : préjudiciable
peu : peu nuisible

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

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

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

Avec :

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

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

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

- Selon le CBA93 :

Armatures droites (α = 90°)
Fissuration peu nuisible :

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

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

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

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

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

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

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

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{l_f}{i}\\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

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

V.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

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

Section	Combi-naison	V_u (kN)	τ_u (MPa	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
30x30	G+Q-Ex	32.98	0.399	25.95	0.075	1.875	4.32	Oui
35x35	G+Q+Ex	48.09	0.422	21.39	0.075	1.875	4.32	Oui

40x40	G+Q+Ex	64.12	0.427	22.86	0.075	1.875	4.32	Oui

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales :

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

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

❖ **Selon le CBA93 :**

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

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

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.\, f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t . a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f / a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone IIb.
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min $(b/2 , h/2 , 10\phi_l)$ en zone IIb.

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/ (S_t * b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées} > 12cm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Tableau 5-17 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	Choix
30x30	32.98	200.96	8.16	2.5	31.4	courante	15cm	4Ø8
						nodale	10 cm	4 Ø 8
35x35	48.09	200.96	7.14	2.5	27.2	courante	15cm	4 Ø 8
						nodale	10 cm	4 Ø 8
40x40	64.12	314	6.34	2.5	48.5	courante	15cm	4 Ø 10
						nodale	10 cm	4 Ø 10

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :**

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

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
30x30	courante	0.446	Oui
	nodale	0.669	Oui
35x35	courante	0.383	Oui
	nodale	0.574	Oui
40x40	courante	0.534	Oui
	nodale	0.785	Oui

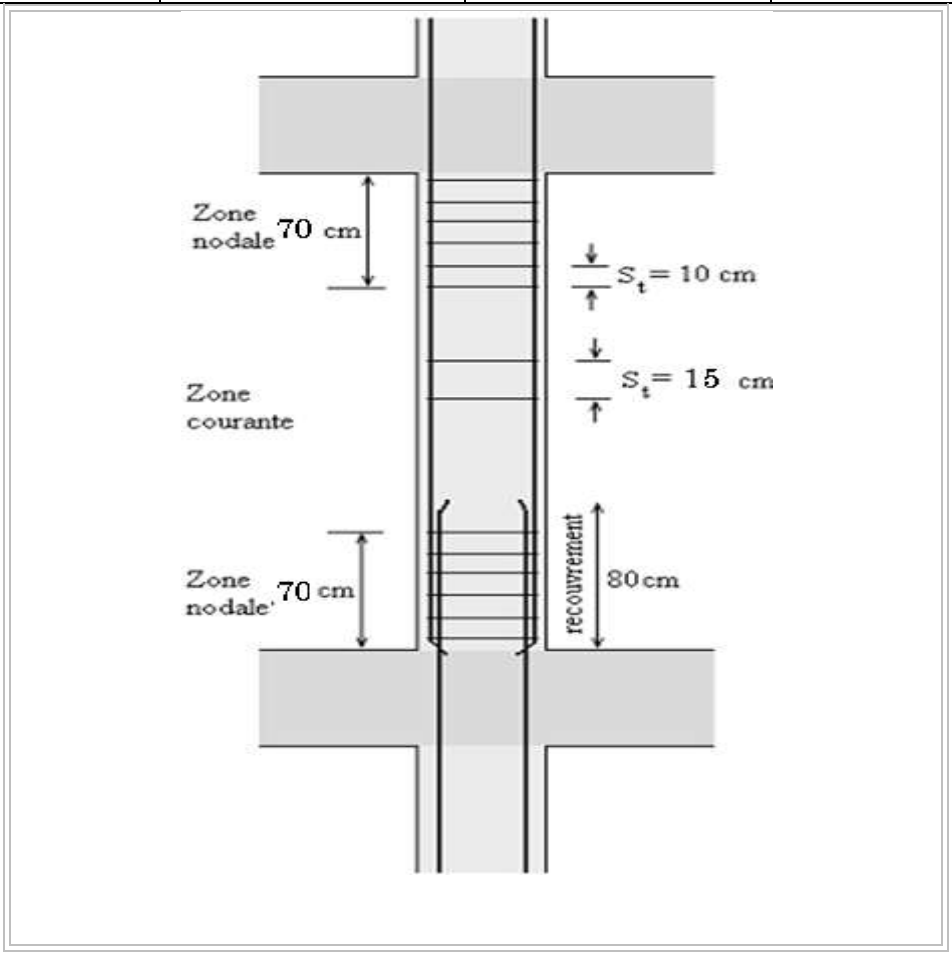


Figure 5-8 : Disposition des armatures pour les poteau

rive **inter**

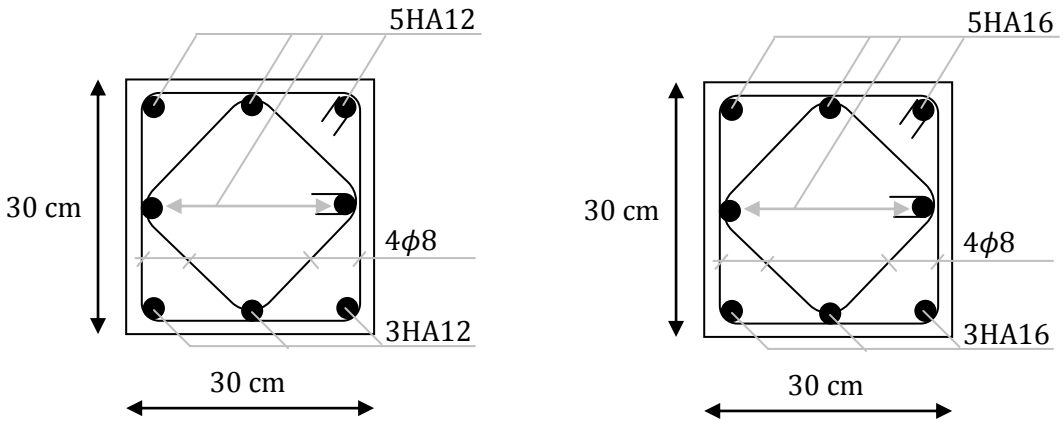


Figure5-9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 3eme,4eme

rive **inter**

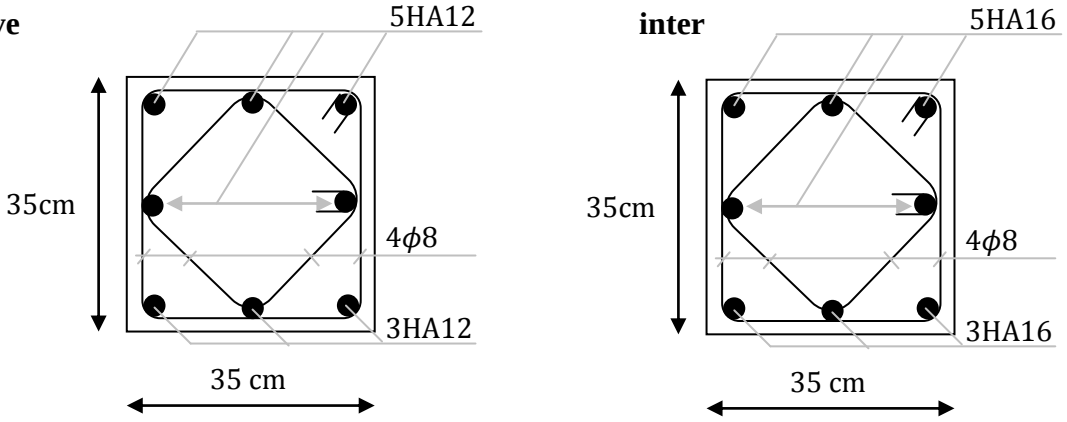
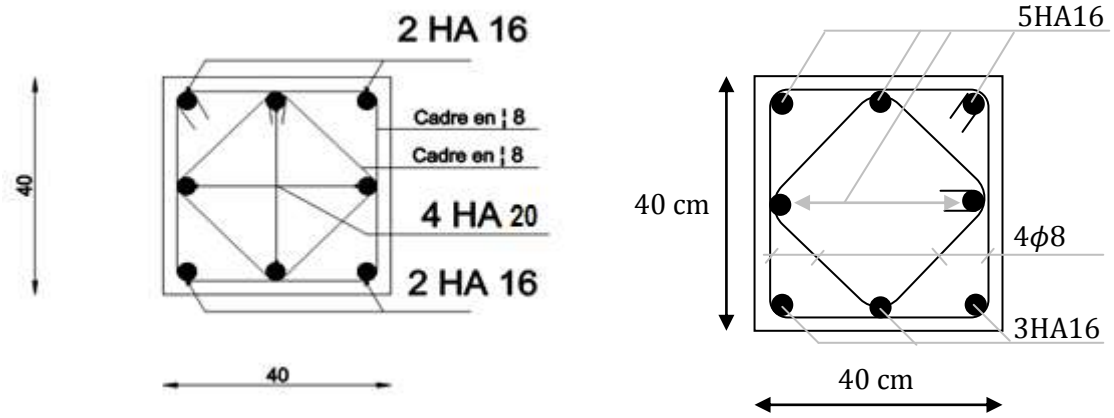


Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 1eme,2eme



rive **inter**

Figure 5-11: Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages SS ,RDC

V.4. Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

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

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

V.4.1. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

- $0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 :** [RPA :7.7.4]

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile **0,15 %**
  - En zone courante **0,10 %**
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

S≤1.5 a ou **S≤30cm**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
    - Figure 5-11 : disposition des armatures verticales dans les voiles

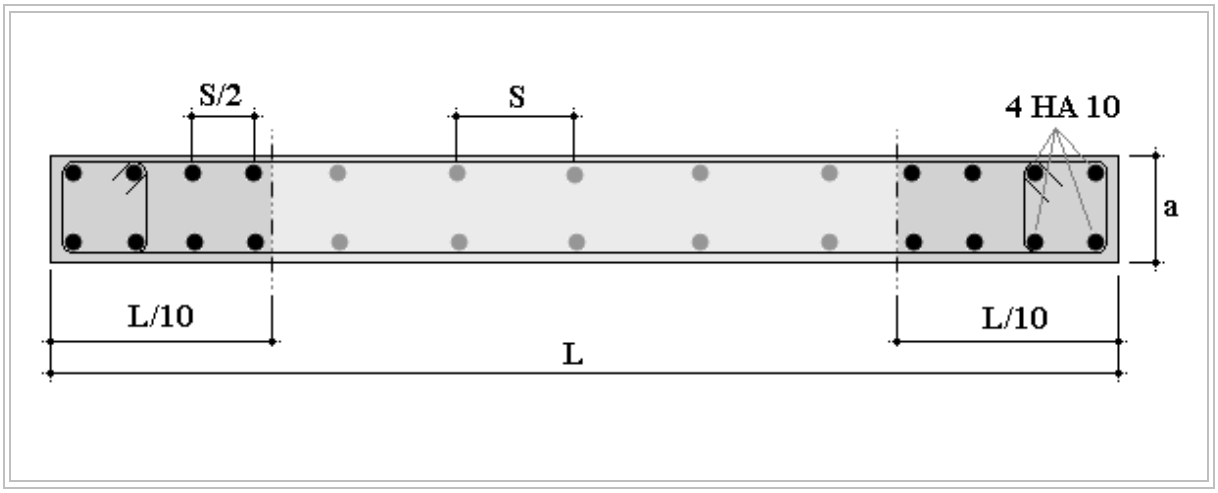


Figure 5-12 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.2. les voile plein :

V.4.2.1 Armatures verticales :

V.4.2.1.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

- La section de calcul sera (h x b) avec :
  - h : la longueur du voile
- b : l'épaisseur du voile (dans tous les voiles on a b=20cm)
- Avec :

$$d \cong \frac{19\,L}{20} \quad \text{et} \quad c = c' = h - d$$

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

- ✓ Sens longitudinale : Voile 1 (L=3.90m)

Tableau5-19 : calcul des armatures verticales

	Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (KN.m)	Type	$A_{calculée}$	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	0.2%S	Choix
(X)	**SS**	V1	17x380	2958.66	2346.24	**SEC**	0	9.69	6.46	12.92	**2x(19HA10)**
	RDC	V1	15x385	2181.17	2085.16	**SEC**	0	9.69	6.46	12.92	**2x(19HA10)**
	1	V1	15x385	1607.34	1372.93	**SEC**	0	8.66	5.78	11.55	**2x(19HA10)**
	2	V1	15x390	1087.46	932.92	**SEC**	0	8.66	5.78	11.55	**2x(19HA10)**
	3	V1	15x390	667.65	613.80	**SEC**	0	8.78	5.85	11.70	**2x(19HA10)**
	4	V1	17x380	241.63	254.59	**SEC**	0	8.78	5.85	11.70	**2x(19HA10)**
(Y)	**SS**	V1	17x380	2912.65	2611.69	**SEC**	0	9.69	6.46	12.92	**2x(19HA10)**
	RDC	V1	15x385	2238.34	2195.26	**SEC**	0	9.69	6.46	12.92	**2x(19HA10)**
	1	V1	15x385	1634.09	1448.68	**SEC**	0	8.66	5.78	11.55	**2x(19HA10)**
	2	V1	15x390	1067.92	1039.91	**SEC**	0	8.66	5.78	11.55	**2x(19HA10)**
	3	V1	15x390	672.96	748.86	**SEC**	0	8.78	5.85	11.70	**2x(19HA10)**
	4	V1	17x380	242.94	368.97	**SEC**	0	8.78	5.85	11.70	**2x(19HA10)**

S.E.C : Section entièrement Comprimée

Donc le ferraillage sera avec le minimum du CBA et RPA. Et tout les étage aura le même ferraillage.

V.4.2.1.b. L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

$Sv = 20$ cm En zone courante
$Sv/2 = 10$ cm Dans la zone d'extrémité du voile ($l = L/10$)

V.4.2.1. c. Vérification des contraintes à l'ELS :

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202\text{MPa}$.

Les résultats de vérification seront représentés dans ce tableau :

Tableau 5-20 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS

	Niveau	Voile	S (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (KN.m)	Site	$A_{adoptée}$	σ_b	σ_s	Vérification
(X)	SS	V1	17x380	1261.76	342.96	G+Q	14.91	2.8	14.8	Condition vérifieé
	RDC	V1	17x380	1012.99	158.07	G+Q	14.91	2.0	15.4	Condition vérifieé
	1	V1	15x385	825.73	92..00	G+Q	14.91	1.7	15.3	Condition vérifieé
	2	V1	15x385	618.98	98.11	G+Q	14.91	1.4	10.5	Condition vérifieé
	3	V1	15x390	417.36	86.34	G+Q	14.91	1.0	6.6	Condition vérifieé
	4	V1	15x390	181.84	57.28	G+Q	14.91	0.5	2.1	Condition vérifieé
(Y)	SS	V1	17x380	1432.32	374.15	G+Q	14.91	3.1	17.3	Condition vérifieé
	RDC	V1	17x380	1185.17	241.08	G+Q	14.91	2.4	16.4	Condition vérifieé
	1	V1	15x385	918.51	87.77	G+Q	14.91	1.9	17.5	Condition vérifieé
	2	V1	15x385	632.05	143.04	G+Q	14.91	1.5	9.2	Condition vérifieé
	3	V1	15x390	444.5	124.57	G+Q	14.91	1.1	5.7	Condition vérifieé
	4	V1	15x390	185.58	87.49	G+Q	14.91	0.6	1.2	Condition vérifieé

V.4.2.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec : $\bar{V} = 1.4\, x\, V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Tableau 5.21. Verification a l'effort tranchant des voiles pleins

Sens	**L (m)**	**V_u (kN)**	**$\bar{V}$ (kN)**	**τ_b (MPa)**	**τ_b RPA (MPa)**	**τ_b CBA (MPa)**	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
(X)	3.85	680.54	952.76	1.53	5	4.34	**Oui**
(Y)	3.85	592.74	829.83	1.33	5	4.34	**Oui**

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA :A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.\,K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 5-22: : calcul les armatures horizontales el leurs espacements

Sens	**L (m)**	**N** (kN)	**K**	**S_t CBA93**	**S_t RPA99**	**S_t choisis**	**Achoisis** (cm^2)	**A_{min}^{RPA}** (cm^2)	**$A_h > Amin$**
(X)	3.85	1607.34	1.33	103	22.5	18	**2(14HA10) =11**	6.88	**Condition vérifiée**
(Y)	3.85	1634.09	1.34	98	22.5	18	**2(14HA10) =11**	6.88	**Condition vérifiée**

V.4.2.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

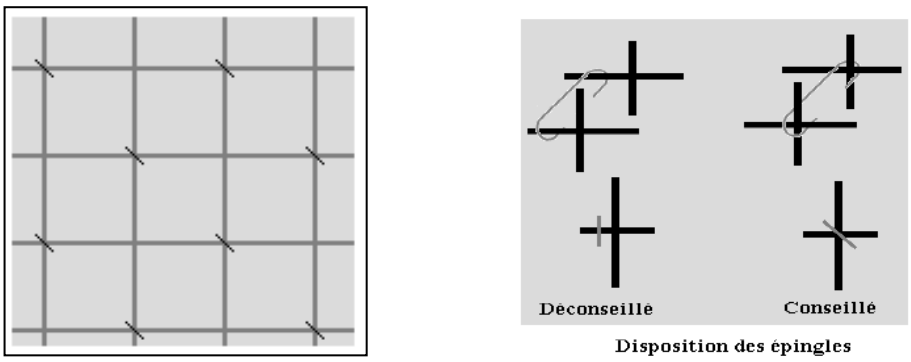


Figure 5-13 : dispositions des armatures transversales (épingles)

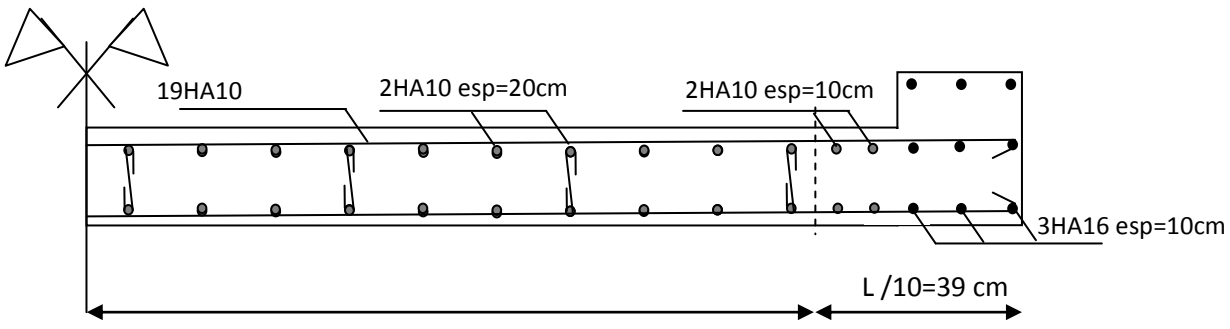


Figure 5-14 : disposition des armatures dans le voile 1(L=3.90)

V.4.3. les voile avec ouverture :

V.4.3.1. Ferraillage des trumeaux:

V.4.3.1.a. Armatures verticales:

Tableau 5-23 : calcul des armatures verticales

	Niveau	Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (KN.m)	Type	$A_{calculée}$	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	0.2%S	S_v	Choix
(X)	**1**	V1	15x255	504.28	28.81	**SEC**	0	8.66	5.78	11.55	15	**2x(17HA10)**
	2	V1	15x255	487.69	315.07	**SEC**	0	8.66	5.78	11.55	15	**2x(17HA10)**
	3	V1	15x255	344.70	256.08	**SEC**	0	8.78	5.85	11.70	15	**2x(17HA10)**
	4	V1	15x255	138.50	237.91	**SEC**	0	8.78	5.85	11.70	15	**2x(17HA10)**
(Y)	**RDC**	V3	17x75	222.7	4.66	**SEC**	0	9.69	6.46	12.92	15	**2x(17HA10)**
	1	V1	15x255	539.00	477.99	**SEC**	0	8.66	5.78	11.55	15	**2x(17HA10)**
	2	V1	15x255	535.70	25.77	**SEC**	0	8.66	5.78	11.55	15	**2x(17HA10)**
	3	V1	15x255	390.26	90.77	**SEC**	0	8.78	5.85	11.70	15	**2x(17HA10)**
	4	V1	15x255	165.64	160.84	**SEC**	0	8.78	5.85	11.70	15	**2x(17HA10)**

S.E.C : Section entièrement Comprimée

Donc le ferraillage sera avec le minimum du CBA et RPA. Et tout les étage aura le même ferraillage.

V.4.2.1.b. L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

$Sv = 20$ cm En zone courante
$Sv/2 = 10$ cm Dans la zone d'extrémité du voile ($l = L/10$)

V.4.2.1. c. Vérification des contraintes à l'ELS :

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans ce tableau :

Tableau 5-24 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS

	Niveau	Voile	S (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (KN.m)	Site	$A_{adoptée}$	σ_b	σ_s	Vérification
(X)	1	V1	15x385	399.76	214.76	G+Q	13.35	1.7	15.3	Condition vérifieé
	2	V1	15x385	349.61	134.82	G+Q	13.35	1.4	10.5	Condition vérifieé
	3	V1	15x390	261.28	149.81	G+Q	13.35	1.0	6.6	Condition vérifieé
	4	V1	15x390	108.44	192.87	G+Q	13.35	0.5	2.1	Condition vérifieé
(Y)	RDC	V1	17x380	153.00	22.02	G+Q	13.35	2.4	16.4	Condition vérifieé
	1	V1	15x385	407.41	215.28	G+Q	13.35	1.9	17.5	Condition vérifieé
	2	V1	15x385	356.98	150.24	G+Q	13.35	1.5	9.2	Condition vérifieé
	3	V1	15x390	282.41	198.27	G+Q	13.35	1.1	5.7	Condition vérifieé
	4	V1	15x390	125.00	224.67	G+Q	13.35	0.6	1.2	Condition vérifieé

V.4.3. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Contraintes limites de cisaillement dans les trumeaux :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec : $\bar{V} = 1.4\, x\, V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Tableau 5.25. Verification a l'effort tranchant des trumeaux

Sens	**Voile**	**L (m)**	**V_u (kN)**	**$\overline{V}$ (kN)**	**τ_b (MPa)**	**τ_b RPA (MPa)**	**τ_b CBA (MPa)**	$\tau_b \leq \overline{\tau}_b$
(X)	V1	2.55	194.02	271.63	0.65	5	4.34	**Oui**
(Y)	V1	2.55	208.80	292.32	0.71	5	4.34	**Oui**
	V2	0.75	12.04	16.86	0.03	5	4.34	**Oui**

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA :A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.\,K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 5-26: : calcul les armatures horizontales el leurs espacements

Sens	**Voile**	**L (m)**	**N** (kN)	**K**	**S_t CBA93**	**S_t RPA99**	**S_t choisis**	**Achoisis** (cm^2)	**A_{min} RPA** (cm^2)	**$A_h > Amin$**
(X)	V1	2.55	504.28	1.16	103	22.5	20	**14HA10 =11**	6.88	**Condition vérifiée**
(Y)	V1	2.55	539.00	1.17	98	22.5	20	**14HA10 =11**	6.88	**Condition vérifiée**
	V2	0.75	222.7	1.21	55	25.5	20	**14HA10 =10.05**	9.54	**Condition vérifiée**

V.4.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré.
Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

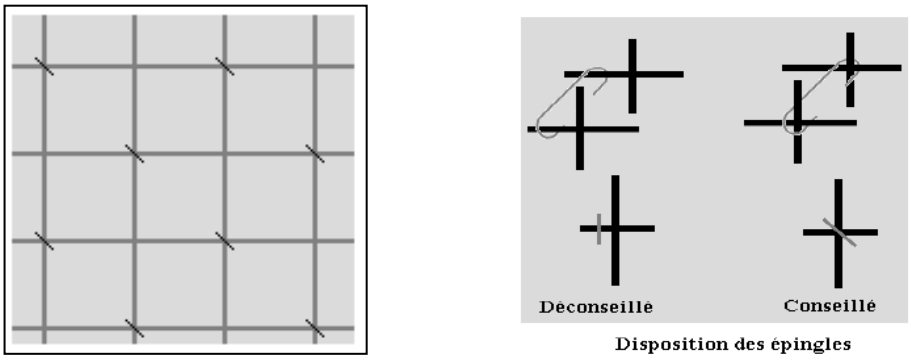


Figure 5-15 : dispositions des armatures transversales (épingles)

V.4.3.2. Ferraillage des linteaux :

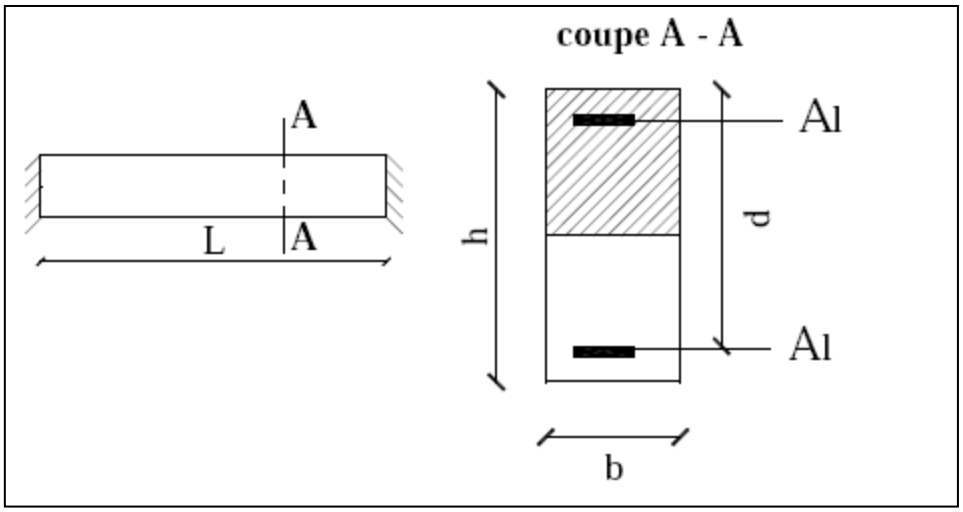


Figure 5.16. Section du linteau

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:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e.Z} \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2d'$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$= \frac{L}{H}$ $\begin{cases} >1 & \text{(linteau longe)} \\ <1 & \text{(linteau court)} \end{cases}$

a. linteau long (>1)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court (<1)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

$$T = \min\left(V_1, V_2\right) ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

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:

$$M_c = A_l \cdot f_e.Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

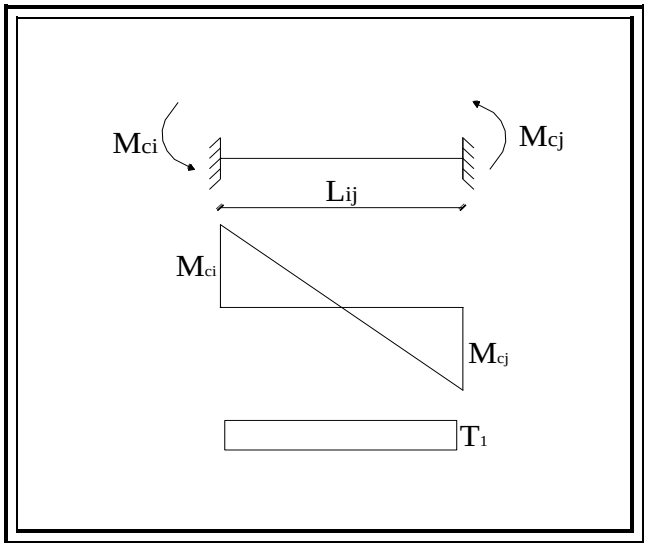


Figure 5.17: Moments et efforts tranchants dans les linteaux

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:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L}$$

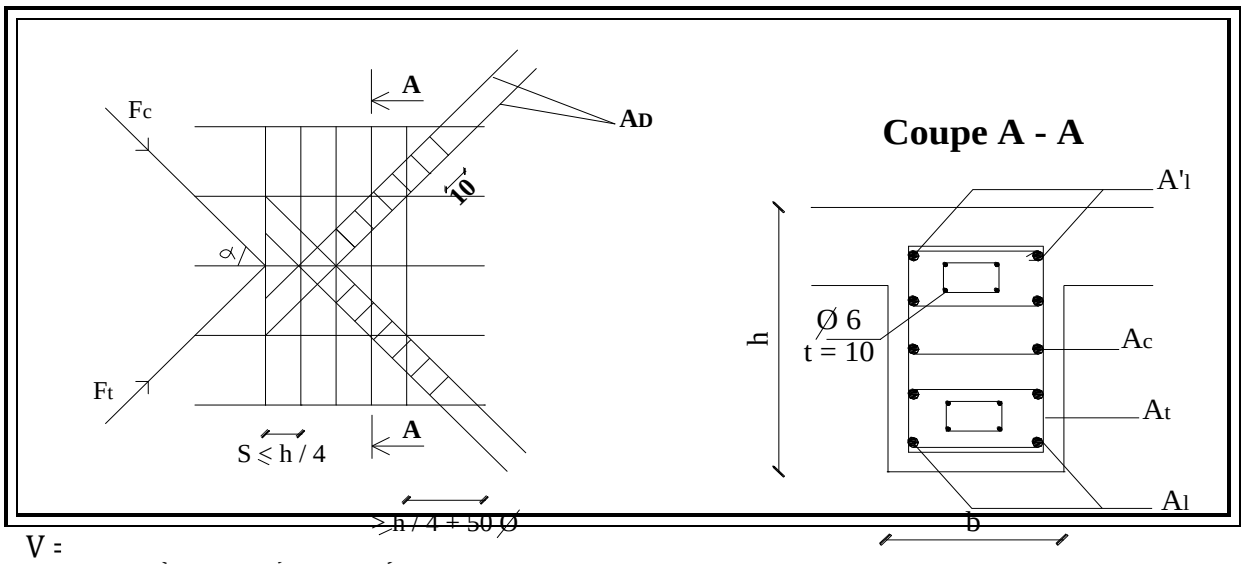


Figure 5.18 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal :**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

- $A_l \geq 0.15\ \%\ b.h$
- $A_c \geq 0.2\%\ b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ A_D = 0.15\ \%\ b.h & \text{si} \quad \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\ \%\ b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\ \%\ b.s & \text{si} \quad \tau_b > 0.025 f_{c28} \end{cases}$

V.2.3.5.Calcule de ferraillage

V.4.3.2.1.Les armateurs longitudinaux :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

l= 74 cm ; h= 96 cm ; e= 15 cm

On a $0.06\ f_{c28}$= 15MPa

$0.025\ f_{c28}$= 0.625MPa

Tableau 5.27 Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux

T (kN)	$\overline{T}$ (kN)	τb(MPa)	$\tau_b < 0.06 f_{c28}$	$\tau_b < 0.06 f_{c28}$
178.86	250.4	0.4	Oui	Oui

V.4.3.2.2.Armatures longitudinale et de peau:

Tableau 5.28 Calcul des armatures longitudinales et peau

M (KN.m)	$A_{l\ min}$ (cm²)	$A_{c\ min}$ (cm²)	$A_{l\ choisis}$ (cm²)	$A_{c\ choisis}$ 2 faces (cm²)
75.45	2.16	2.88	**4HA12**	**2x3HA12**

V.4.3.2.3.Armatures transversales :

On a $\tau_b > 0.025$ fc28

Donc At > 0.0025.b.S

Tableau 5.29 Calcul des armatures transversales

$A_{t\ min}$ (cm^2)	$A_{t\ choisis}$ (cm^2)	S_t (cm)
0 .27	**2HA10= 1.57**	10

Chapitre : VI

Etude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction:

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

C'est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.1.2. Reconnaissance du sol:

VI.1.2.a. Nature de la couche de fondation:

Le site étudié est constitué d'une couche composée de marne grisâtre

Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de bonne cohésion.

Cette couche est de caractéristiques : $\varphi = 32\ °$; c =1 bar ; Υ_h=18 kN /m^3

VI.1.2.b. Fondation des ouvrages:

La profondeur d'ancrage est de 1.50 m par rapport au terrain naturel.

VI.1.2.c. Stabilité du site:

- Les investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.
- Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´a la profondeur atteinte.

VI.1.3. Recommandations:

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le rapport de sol a recommandé les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.1.4. Fonctions assurées par les fondations:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et l'interaction sol structure.

VI.1.5. Classification des fondations :

Fonder 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.

- 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).
- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2. Calcul des fondations du :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

- **Notion des bulbes de pression:**

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions

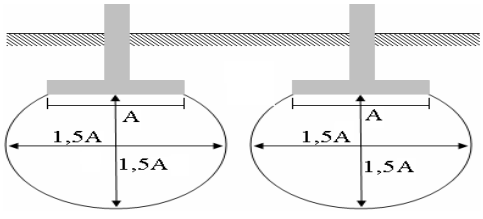


Figure 6-1 : Les bulles de pression

VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées du bloc A:

a = b $\Rightarrow$ A = B

$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$; $S \geq \frac{N}{.\sigma_{sol}}$;

Donc : A=√S

Tableau 6-1 : Dimensionnement des semelles

Semele	**Combinaison**	**N**	**A**	**A_{adop}**
	Texte	KN	**m**	m
Sp1	G+Q	1009.84	**2.59**	**2.80**
Sp2	G+Q	1142.32	**2.76**	**2.80**
Sp3	G+Q	1103.32	**2.71**	**2.80**

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une

seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement

plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulle beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

VI.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées:

On doit procéder aux vérifications suivantes:

Chevauchement entre semelles isolées: $L \geq \frac{c_1+c_2}{2}$x1.5

Ou :

L: distance entre deux semelles

C: largeur de la semelle

Tableau 6-2 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

	semelle	L=	C1	C2	1.5x(C1+C2)/2	L≥1.5x(C1+C2)/2
	S1-S1	2.90	2.80	2.80	4.20	chevaucher
	S1-S1	4.20	2.80	2.80	4.20	chevaucher
	S1-S1	3.80	2.80	2.80	4.20	chevaucher

Tableau 6-3 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

	semelle	L=	C1	C2	1.5 x(C1+C2)/2	L≥1.5x(C1+C2)/2
suivant y	S1-S1	3.45	2.80	2.80	3.90	chevaucher
	S1-S1	3.50	2.80	2.80	4.20	chevaucher
	S1-S1	3.20	2.80	2.80	4.20	chevaucher
	S1-S1	3.50	2.80	2.80	4.20	chevaucher
	S1-S1	3.30	2.80	2.80	4.20	chevaucher

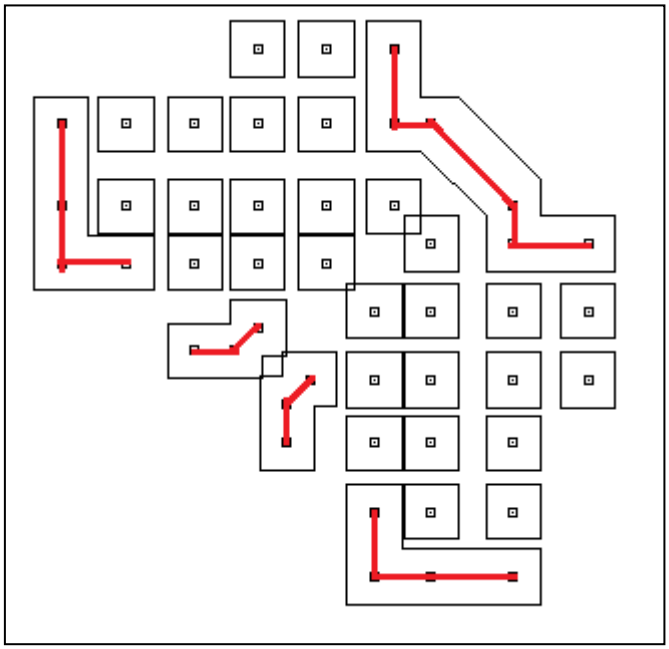


Figure 6-2 : Chevauchement des semelles isolées

❖ **Conclusion:**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3. 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.

Les chargements sur la structure concèdent des moments faibles à la base des poteaux-au niveau de leurs encastrements- et avec la présence des longrines qui absorbent un pourcentage important de ces moments, on les faillit pour la facilité du calcul.

VI.3.1. Semelles filantes sous voile :

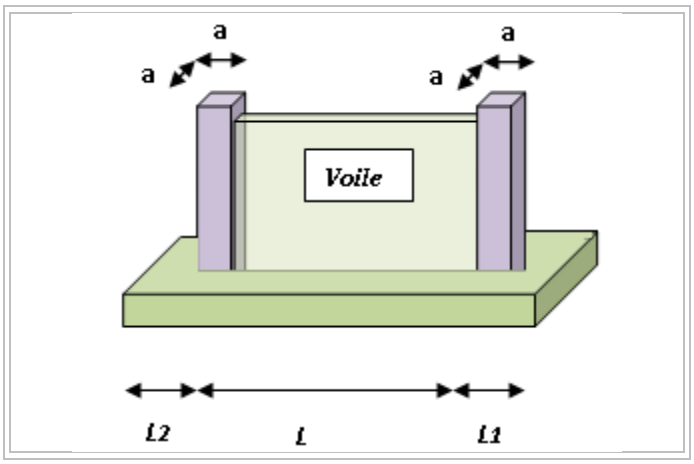


Figure 6-3 : schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux

VI.3.1.1. Dimensionnement :

La combinaison :$G + Q + E_Y$

Nous donne :

$$\begin{cases} N_{u\,max} = 2580.703KN \\ M_{1u\,corre} = 47.88\ KN.m \end{cases}$$

La combinaison :$G + Q$

nous donne :

$$\begin{cases} N_{ser} = 1073.60\ KN \\ M_{1ser} = -51.63KN.m \end{cases}$$

Il se fait de poser la dimension (A=1m) donc faire les calcules pour un mètre de longueur du mur et reprendre toutes les formules de dimentionnement et ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la largeur B de la semelle et la quantité de ferraillage parallèle à B (par mètre).

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.048\text{m}$$

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge du sol, on doit vérifier:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.288\text{m} = 28.8\text{cm}$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_{0b} N \geq 0$$

D'où alors, on a: $150B^3 - 1073.60B - 154.59 \geq 0$

On trouve : $B \geq 2.75\text{m}$

on adopte **B = 2.80 m**.

Hauteur utile: $d_b \geq \frac{(B-b)}{4} \Rightarrow d_b = 60\text{cm}$

Hauteur totale: **h = 65 cm**

VI-4-1-1-2- Vérification de la capacité portante:

Il faut vérifier: $\sigma_m = \frac{N}{B^2}\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \sigma_{sol} = 0.150\text{MPa}$

Tableau 6.4: Vérification de la capacité portante pour la semelle

	Combinaisons	**N (KN)**	**M (KN.m)**	**e_0 (m)**	**σ_m (MPa)**	**vérification**
SF 1	**G + Q**	1073.60	51.63	48.09	0.133	**C.V**

VI.3.1.2. Ferraillage de semelle filante :

- **Parallèlement à (1):**

$$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 0.048\text{m} \leq 0.15\text{m} \ldots\ldots\ldots(\text{c.v})$$

Donc la méthode de bielle est applicable.

❖ **A l'ELU :**

On remplace la charge N par une charge fictive N', avec :

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 3538.50\,KN$$

$$A_{lu} = \frac{N'_u(B-b)}{8d_b\sigma_s} = 50.84cm^2$$

❖ **A l'ELS :**

$$N'_{ser} = N_{ser}\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_{ser} = 1128.81KN$$

$$A_{ser} = \frac{N'_{ser}(B-b)}{8d_b\sigma_s} = 26.63cm^2$$

Donc on adoptera le ferraillage à l'ELU.

A_{choisi} = 17HA20 = 53.41 cm²

S_t=20 cm

$e \geq (6\varphi + 6cm) \quad \Rightarrow \quad e = 18cm$

➢ **Parallèlement à l'axe de longitudinal :**

$$A_{rép} = \frac{AxB}{4} \Rightarrow A_{rép} = 37.39cm^2$$

$A_{rép}$ choisi= 12HA20=37.68cm²

S_t=22cm

VI.3.4. B. Vérification de la stabilité au renversement

Selon RPA99 V2003 [Art 10.1.5]

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que

l'excentrement de la resultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste a l'interieur de la moitie centrale de la base des elements de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

$$M = 0.8\,M_G + M_E \qquad N = 0.8\,N_G + N_E$$

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

La vérification est résumée dans le tableau suivant:

Tableau 6.5: Vérification de la stabilité au renversement

Semelles	**e_0 (m)**	**B (m)**	**$\frac{B}{4}$ (m)**	**Vérification**
S_1	0.143	2.80	0.70	**C.V**
S_2	0.040	2.80	0.70	**C.V**

VI.4. Semelles filantes sous poteaux :

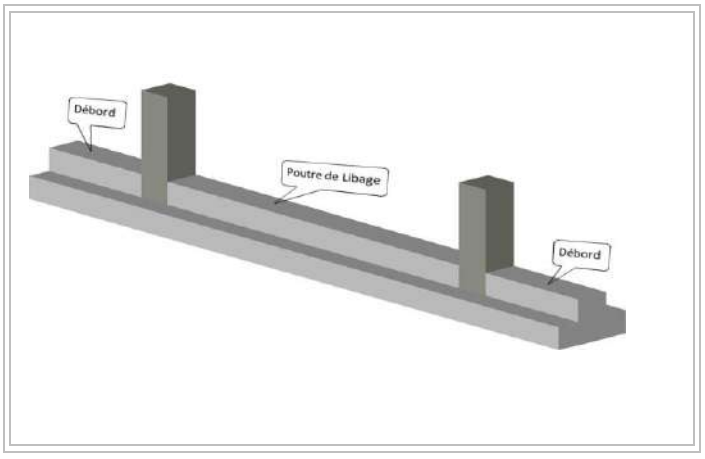


Figure 6-4 : schémas d'une semelle filante sous poteaux

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage :

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau (s'il existe ce deriner)

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

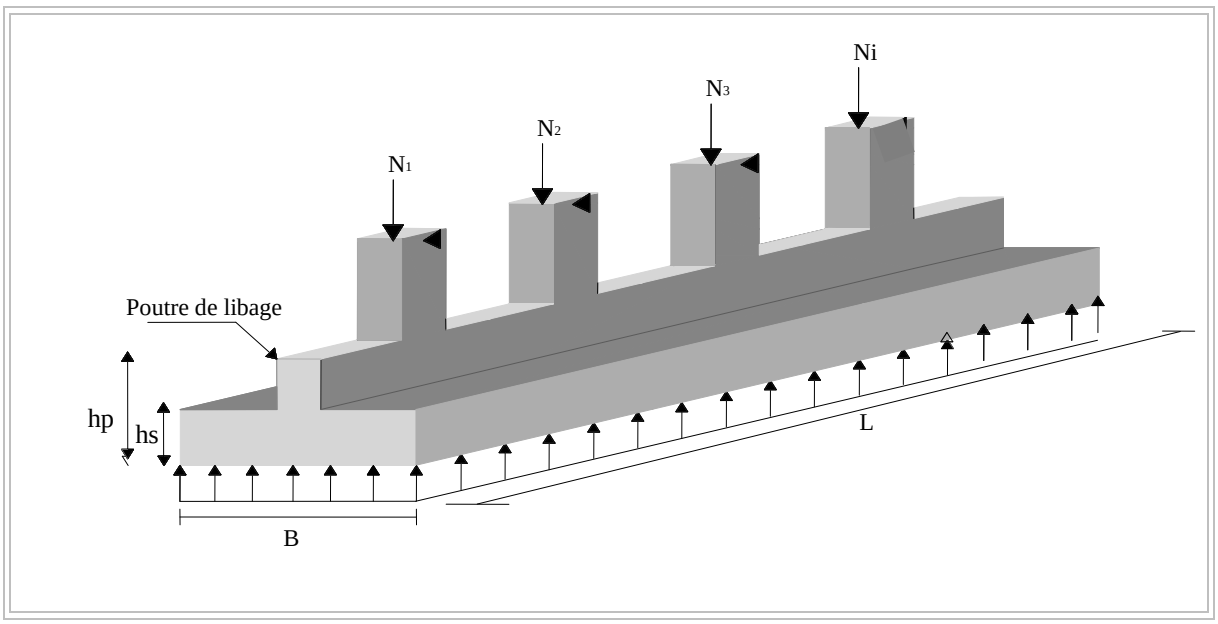


Figure 6-5 : Semelle filante sous poteaux

VI.4.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$N = N_{max}$

Avec :

- ✓ N_{max} : l'effort normal maximal entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante.
- ✓ B : dimension transversale ent inconnu
- ✓ A : dimension longitudinale sera prise commme la distance à mi chemin entre les poteaux de part et d'autre.

$$A = \frac{L_i + L_{i+1}}{2} + b$$

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{A \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B - b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Tableau 6-6 : dimensions des semelles filantes

Semelle	A(m)	Nser (kN)	b (cm)	$B_{calculée}$ (m)	B_{choisi} (m)	d (cm)	h (cm)
SF 1	3.70	1222.60	40	1.48	1.50	30	35
SF 2	3.60	844.30	40	1.25	1.50	30	35

VI.2.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Les moments sont nulles, après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles et le poids d'amorce poteau et le poid de longrine , les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

$$\Rightarrow \sigma = \frac{\sum N}{LxB} \leq \sigma adm$$

l'= 2.00 m

Tableau 6.7: Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous poteaux

Semelle	L (m)	B (m)	Nser (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ p}$ (kN)	$P_{remblé}$ (kN)	$P_{longrine}$ (kN)	σ MPa	σ_{adm} MPa
SF1	14.95	1.10	1222.6	84.46	13.60	353.80	31.41	0.25	0.15
SF2	18.75	1.10	844.30	107.39	17.00	449.86	39.93	0.19	0.15

on adopté des semelles filantes d'une largeur de B=2.10 et une hauteur H=35cm pour vérifier la capacité portante .

Tableau 6.8: Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous poteaux

Semelle	L (m)	B (m)	$\sum N$ (kN)	σ MPa	σ_{adm} MPa	vérification
SF1	14.95	2.10	4639.68	0.140	0.15	Oui
SF2	18.75	2.10	4560.94	0.116	0.15	Oui

on adopté des semelles filantes d'une largeur de B=2.10 et une hauteur H=35cm pour vérifier la capacité portante .

VI.2.3.2. Vérification de chevauchement :

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 50 cm. (d'après la méthodologie de calcul des bureaux d'études et contrôle de CTC)

Tableau 6.9: Vérification de chevauchement entre deux semelles filante

	semelle	L=	C1	C2	L-[(C1+C2)/2] cm	(C1+C2)/2>50 cm
suivant Y	1-2	3.45	2.10	2.10	125	oui
	2-3	3.50	2.10	2.10	140	oui
	3-4	3.20	2.10	2.10	110	oui
	4-5	3.50	2.10	2.10	140	oui
	5-6	3.30	2.10	2.10	120	oui

- **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles.

VI.4.1.2.b. Ferraillage:

Le calcul de ferraillage est fait pour une semelle isolé AxB par la méthode des bielles à l'ELU et à l ACC et on adopte par la suit le max des deux résultats.

Les armatures principales (transversales) Ab et les armatures de répartitions (longitudinales) Arép Avec ces espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$Ab = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,d\,.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{A-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec:

- ✓ n: étant le nombre de barres.

- **Armatures de répartition :**

$$Arép = \frac{A_b(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad \& \quad Esp = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ σs = 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ σs = 202MPa à l'ELS : la fissuration est préjudiciable.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6-10 : armatures transversale des semelles filantes

Nu (kN)	Nacc (kN)	b (cm)	A (m)	B (m)	Au (cm²)	Aacc (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
1675.03	1324.45	40	3.6	2.1	34.09	46.44	24HA16= 48.23	15

Tableau 6-11: armatures de répartition des semelles filantes

	Arép (cm²)	Esp (cm)
Résultats	18HA14=25.32	12

❖ **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence
τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.6 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 57.14 \text{ cm}$$

$$ls = 57.14\text{cm} \geq \frac{B}{4} = \frac{210}{4} = 52.5\text{cm}$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.4.1.3. Longitudinalement : «La poutre de libage »

VI.4.1.3.a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tout les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la

théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille (L = 4.05m)
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p{}^3}{12} = 0.0143\ m^4$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage)

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.K.L^4}{E}} = 0{,}55\ m \quad on\ adpote \quad h_p = 70cm$$

Donc: $l_e = 3.10\ m$

$L = 4.05\ m < \frac{\pi}{2} l_e = 4.88\ m$ (condition vérifie)

Le calcule peut etre fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et li n' y a pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

- Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux. ($N_{poteaux}$+$N_{amorce\ poteaux}$+$N_{remblée}$+$N_{longrine}$+PP_{poutre})
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m^2).
Les valeurs de q sont représente dans le tableau suivant :

Tableau 6-12 : Calcule<la réaction du sol q

	ΣNi (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser} (KN /m^2)
SF	8422.05	7419.85	14.95	563.34	496.31

A/ armatures longitudinales :

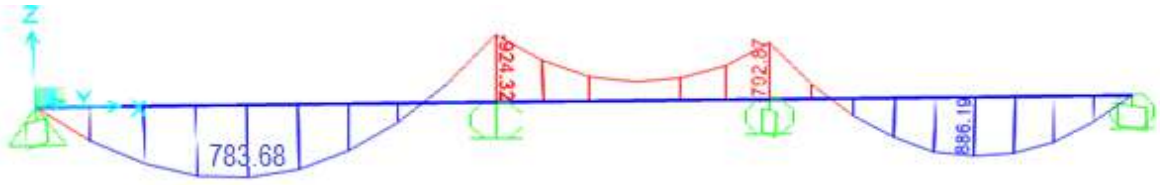
❖ **Calcul à l'ELU de résistance :**

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2\sigma b} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Diagrame des moments à l'ELU :



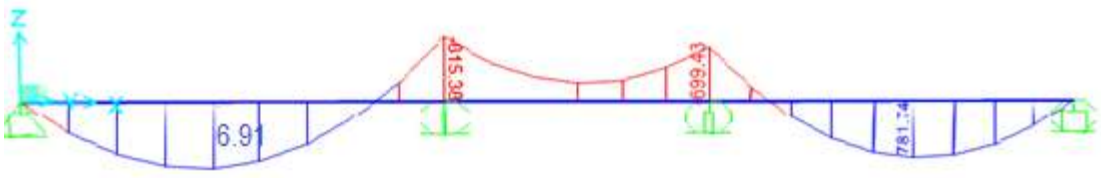
Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau 6-13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

	Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A'(cm²)	Choix
Travée	783.72	65	39.52	0	20HA16=40.19
Appui	924.32	65	48.55	0	15HA20=47.1

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Diagrame des moments à l'ELS :



Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau 6-14 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	Σb ≤ [σb]	Σs ≤ [σs]
Travée	27.28	691.32	1.25	49.55	Oui	Oui
Appui	33.95	815.38	7.23	201.91	Oui	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

B/ Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage atteint la hauteur de 70cm le CBA93 engrave une plus les armatures longitudinales des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.
Ap=3*0.7 = 2.1cm², donc on adopte 2HA12=2.21cm².
Et vu qu'on a déjà 1HA16 dans la partie supérieure de la section et 1HA16 dans la partie inferieur de la section dont la somme 4.02 cm² est suffisante.

C/ Armatures transversales :

❖ **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :**

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

Tableau 6.15. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u (kN)	τ_u MPa	[τ] MPa	A_t (cm²)	S_t (cm)	
					ZN	ZC
Poutre de libage	943.22	2.88	3.33	4HA8=2.01	12	15

VI.5. Etude du mur de soutènement-voile périphérique :
Notre voile périphérique joue double rôle :

- encastrement de la base de la structure.

- mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de 50 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.
La hauteur de voile périphérique = 3.74 m.

VI.5.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le mur de soutènement-voile périphérique- subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du couloir.

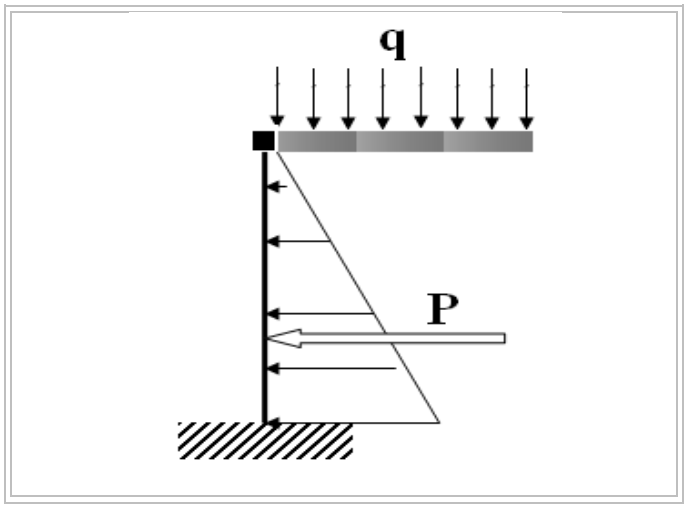


Figure 6-6 : Le chargement qui vient au mur de soutènement

VI.5.1.a. charge permanente :

Nous avons :

- un terrain plat : β=0
- mur droit : λ=0
- le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : γ=18kN/m^3.
- l'angle de frottement interne : φ=20^o
- D'après Rankine La poussée des terres P est égale à : P=1/(2.kγa.γ.h²)

G= kγa.γ.h

- Le coefficient de contrainte : kγa=tg2 [(π/4)-(φ/2)] ;D'où : kγa =0.490
- Alors : G= 0.490 * 18 * 3.74=33 kN/m²

VI.5.1.b. charge d'exploitation :

Nous avons :

- Q=kq .q
- kq= kγ /cos (β- λ)=0.490
- Alors : Q= 0.409 x 2.5=1.225 kN/m².

VI.5.1.c. combinaisons d'actions :

- qu=1.35G+1.5Q=46.39kN/m².
- qser=G+Q=34.225 kN/m².

Pour une bande de 1m :

- qu=46.39kN/mℓ.
- qser=34.225 kN/mℓ.

VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients µx , µy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$$

Dans notre cas : $\rho = \frac{3.74}{5.95}$=0.63 > 0.40

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

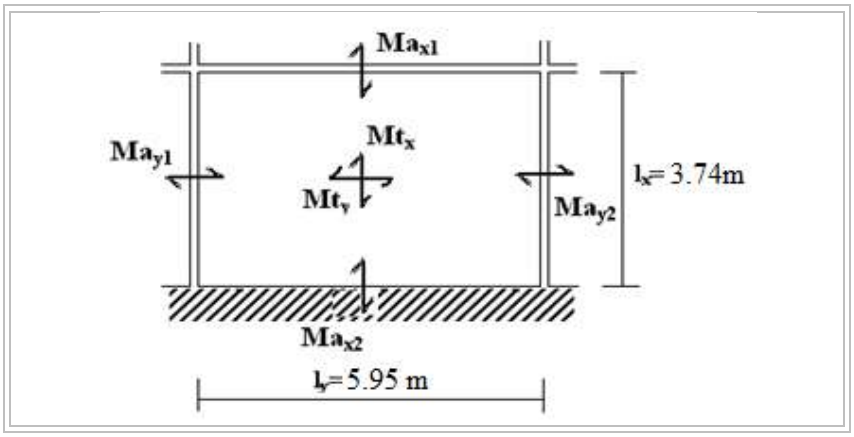


Figure 6-7 : Les moments subissant par le mur de soutènement

VI.5.2.a. Détermination des moments a l'ELU :

$$\begin{cases} Mx = \mu x * qu * \ell x^2 = 0{,}0697 * 46.39 * (3{,}74)^2 = 45.23 \text{ kN.m.} \\ My = \mu y * Mx = 0.4181 * 45.23 = 18.91 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

❖ **En travée :**

$$\begin{cases} Mtx = 0.85Mx = 38.45 \text{ kN.m.} \\ Mty = 0.85My = 16.07 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\begin{cases} Max1 = Max2 = -0.3\ Mx = -13.57 \text{ kN.m.} \\ May1 = May2 = -0.5\ Mx = -22.62 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

VI.5.2.b. Détermination des moments a l'ELS :

$$\begin{cases} Mx = Mx = \mu x * qSER * \ell x^2 = 0{,}0755 * 34{,}225 * (3{,}74)^2 = 37.20 \text{ kN.m.} \\ My = \mu y * Mx = 0.5704 * 37.20 = 21.22 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **En travée :**

$$\begin{cases} Mtx = 0.85Mx = 31.62 \text{ kN.m.} \\ Mty = 0.85My = 18.04 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\begin{cases} Max1 = Max2 = -0.3\ Mx = -11.16 \text{ kN.m.} \\ May1 = May2 = -0.5\ Mx = -18.6 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

VI.5.2.c. Détermination des armatures longitudinales en flexion simple :

Tableau 6-16 : Calcul des armatures du voile périphérique

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A_{choisi}
Travée	X	38.45	17.5	6.00	6HA12=6.78
	Y	16.07	17.5	2.5	4HA10=3.14

Appui	X	13.57	17.5	2.2	3HA10=2.35
	Y	22.62	17.5	3.5	5HA10=3.92

VI.5.2.d. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau 6-17 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS

	Sens	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs ≤ [σs]	σb ≤ [σb]
Travée	X	6.78	31.62	43.0	0.4	Oui	Oui
	Y	3.14	18.04	54	0.5	Oui	Oui
Appui	X	2.35	11.16	17.4	1.5	Oui	Oui
	Y	3.92	18.60	44.3	0.4	Oui	Oui

VI.5.2.f. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **suivant X :**

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 66.00\ kN$$

- **suivant Y :**

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 57.83\ kN$$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 \,.d} = \frac{61.462 * 10^3}{1000 * 175} = 0.370MPa \leq \frac{0.07 \,.fc28}{\gamma b} = 1.167MPa$$

VI.6. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.6.1. Prédimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie ''S2'' et''S3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².

On adopte une section de 30 x 30.

VI.6.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1673.34}{10} = 167.33\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1221.36}{10} = 122.13kN$$

Avec :

- ✓ N: effort à la base du poteau le plus sollicité.

α=10: coefficient de site en fonction de la zone sismique (ZONE III ; SITE S_3)

. Selon le tableau. (cf. 3.3) RPA 99 version2003.

VI.6.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

VI.6.3.a. A l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$

Où : Fu = 167.33 kN

Alors: $A_u = \frac{167.33 * 10^3}{348} = 4..81cm²$

VI.6.3.b. condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors: $A \geq \frac{(30*30)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 5.4cm²$

Donc on adopte A=6HA12=6.78cm²

VI.6.3.c. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Fser = 114.69 kN

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{122.13\ \ 10^3}{678} = 180.13 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$ Condition vérifié

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*30}{100} = 5.4cm^2$$

Donc on adopte A=6HA12=6.78 cm²

VI.6.3.d. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; 15Φℓ).

- **section :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4.\text{mm}$$

On adopte $\varphi_t = 6\,\text{mm}$

At = 4ϕ6= 113.04 mm²

- **Espacement:**

$$S_t = \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 18\text{cm}\right]$$

On adopte St = 15 cm.

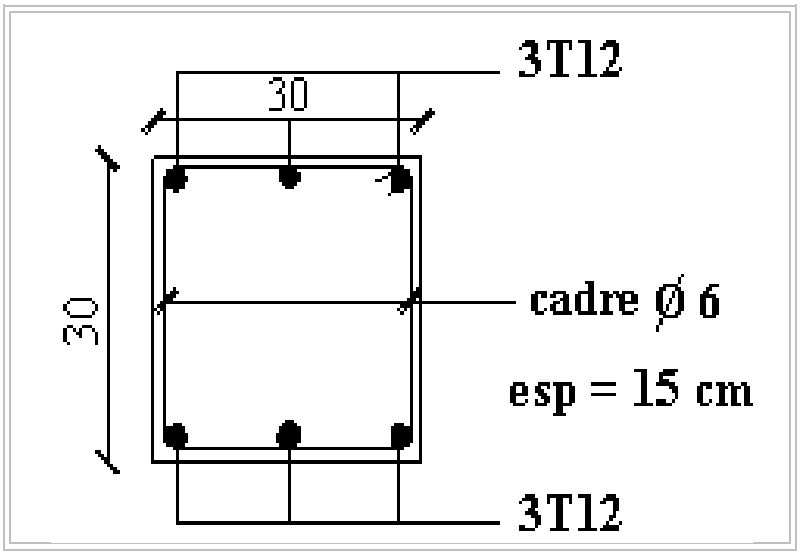


Fig. 6-8- Ferraillage de la longrine

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire, 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.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'études, 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 architecturale et les exigences sécuritaires.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

- **[1]** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- **[2]** : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- **[3]** :Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- **[4]** :Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- [**5]** :Conception et calcule des structure e béton «HENRY THONIER ».
- **[6]** : Cours de formation de monsieur « BOUKANDAKDJI »

Logiciels :

- SAP 2000 version 16.0
- ROBOT version 22.0
- ROBOT EXPERT 2010
- SOCOTEC

AUTOCAD 2009