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 génie civil

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Etude d'un bâtiment en (R+6) à usage multiple Contreventé par des voiles en béton armé

Réalisé par :

SABOUR Nacer

SENOUCI Youcef

Promoteur :

Dr: DEBIEB Farid

Copromoteurs:

Mr: SAFIDDINE Salim

Mr: ANTRI Bilal

Promotion: Juin 2013

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « Allah » qui nous a donné la force et la patience pour achever ce projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde et sincère gratitude à notre promoteur Dr. DEBIEB Farid et les copromoteurs SAFIDDINE Salim et ANTRI Bilal leurs conseils précieux et leur aide.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département du génie civil qui nous ont offert tout ce savoir.

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

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce projet et à tous ceux dont on a oublié.

On leur dit merci de tout notre cœur

SABOUR Nacer et SENOUCI Youcef

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

L'âme chère de mon père et mon exemple, qui m'a appris qu'il ne faut jamais guérir le mal par le mal, qu'Allah Ait pitié de son âme ;
Ma chère maman dont le regard me nourrit toujours à mon âge d'amour, de force et de bravoure ;
Mes chers frères, surtou Faiçal pour leur soutien et aide, et leurs familles ;
Mon frère et ami, SABOUR Nacer ,
Mes chers amis, Aymane, Amine, les deux Oussama, Hichem, Abd Errahman
et ceux dont ma mémoire a omis;
Et toute ma famille, grands et petits.

SENOUCI Youcef

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère

Mon très chere pére.

Mes chérs frére et sœurs.

Tout ceux qui me sont chers.

Mon binome :SENOUCI Youcef

Tous mes amis

Et à toute la promotion du génie civil 2012-2013

SABOUR NACER.

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى :

- هيكلة ودراسة بناية مكونة من طابق أرضي+ ستة طوابق والمقرر بناؤها في إطار إنشاء **148** مسكن بالبرواقية ولاية المدية و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا *IIa* .
- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +جدران مسلحة.
- قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:
  - القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
  - قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.
«Robot version 25».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الاساسات

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment en (RDC+6), qui sera implanté à BERROUAGHIA dans le cadre de réalisation de 148 logements. Cette région est classée, selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 (Version 2003), comme étant une zone de moyenne sismicité II_a.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles.

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **Robot version 25** ».

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

Summary :

This project is a study of a building containing (RDC+6), it will be implanted at BERROUAGHIA in the setting of creation 148 homes in BERROUAGHIA Wilaya of MEDEA; this region is classified in the zone of average seismicity II_a

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

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

The seismic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program « **Robot version 25** ».

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

Table des matières

Remerciements
Résumé
Sommaire
Liste des tableaux
Liste des figures
Notations
Introduction générale 1

Chapitre I Identification de l'ouvrage

I. Introduction : 2
I.1. Identification de l'ouvrage : 2
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage: 2
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment: 3
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment: 3
I.2.3. Système de contreventement: 3
I.2.4. Planchers: 3
I.2.5. Maçonnerie: 3
I.2.6. Revêtements: 3
I.2.7. L'acrotère: 4
I.2.8. Les escaliers: 4
I.2.9. Infrastructure: 4
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux: 4
I.3.1. Béton : 4
I.3.2.Les aciers : 6
3.2 1. Types d'acier : 6
I.4. Taux de travail du sol : 8

Chapitre II Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1. Introduction: 11
II.2. Les planchers: 11
II.2.1. Plancher à corps creux : 11
II.2.2. Les dalles pleines : 12
II.3. Evaluation des charges et surcharges : [3] 12
II.3.1. Maçonnerie: 13
II.3.2.plancher terrasse : 14
II.3.3.plancher courant : 15

II.3.4. Dalle pleine : 17
II.4. Pré dimensionnement des poutres: 19
II.5. Pré dimensionnement des poteaux: 22
5.1.Étapes de Pré dimensionnement : 22
5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f [2]: 23
5. 3. Calcul de l'effort Nu : 24
5.4. La surface reprise par le poteau : 24
5.5. Descente des charges : 26
5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 : 29
5.7. Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003 :►► 29
II.6. Pré dimensionnement des voiles : 30

Chapitre III calcul des éléments secondaires

III.1. 1.Introduction : 33
III.1.2. Principe de calcul : 33
III.1.3. Évaluation des charges et surcharges : 33
III.1.4.Détermination des efforts : 34
III.1.5.Calcul de ferraillage : 34
III.1. 5. a . E.L.U : 34
III.1.5.b.Vérification à l'E.L.S : 34
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant : 36
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: 38
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme: 39
III.2. Les escaliers: 40
II I.2.1.Terminologie: 40
III.2.2. Dimensionnement: 41
III- 2-2-1- Evaluation des charges et surcharges: 44
III.2.2.2. Détermination des sollicitations: 45
III.2.2.3. Détermination des efforts: 45
III- 2-2-4- Ferraillage des escaliers: 41
III- 2-2-5- Vérification à l'E.L.S: 53
III.2.3. Calcul de la poutre palière: 56
III.2.3.1. Pré dimensionnement: 56
III.2.1.2. Charges revenants à la poutre: 57
III.2.3.3. Calcul des efforts: 57
III.2.3.4. Ferraillage de la poutre palière: 58
III.2.3.5. Vérifications: 60

III.3.Plancher corps creux : 60
III.3.2.Les poutrelles : 62
a.Avant coulage : 62
b.1.Méthode de calcul : 65
III.4. Les dalles pleines : 79
III.4.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture 80
III.4.1.1.Principe de calcul : 80
III.4.2. Calcul des actions : 82
III.4.3.Calcul du 1ème type de rupture de la dalle : 82
III.4.4.Calcul du 2ème type de rupture de la dalle : 84
III.4.5.Calcul du 3ier type de rupture de la dalle : 85
III.4.6. Calcul du ferraillage: 87
III.4.6.1. Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible 88
III.4.6.2. Condition d'espacement : 88
III.4.6.3. Vérification au cisaillement : 88
III.4.6.4. Vérifications préliminaires de la flèche : 89

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1.Introduction : 91
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure : 91
IV.2.1.Centre de masse : 91
IV.2.2.Centre de torsion : 93
IV.2.3.Excentricité : 95
IV.2.3.A. Excentricité statique : 95
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : 95
IV.2.3.C. Effets de la torsion accidentelle [1]: 96
IV.3.Choix de la méthode de calcul : 97
IV.3.1.Introduction : 97
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente : 97
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale : 98
IV.3.3.1. Principe : 98
IV.3.3.2.Modélisation : 98
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : 99
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 101
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes: 102
IV.4.2.vérification de participation massique : 103

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 104
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement : 107
IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 108
IV.4.4.2.Moment de renversement : 111
IV.4.4.3.Moment stabilisant : 111
IV.4.5.Vérification des déplacements : 112
IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 115
IV.4.7.Vérification des sollicitations normales : 116

Chapitre V Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction : 119
V.2.Ferraillage des poutres : 119
V.2.1.Introduction : 119
V.2.2. Recommandation du RPA99 : 120
V.2.2.a. Armatures longitudinales : 120
V.2.2.b. Armatures transversales : 120
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 : 122
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 : 123
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : 126
V.2.6.Calcul des armatures transversales : 127
V.2.7.Vérification de la flèche : 128
V.3.Ferraillage des poteaux; 129
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ; 129
V.3.1.a. Recommandations des règlements : 129
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 130
V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 133
V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 : 134
V.3.2.Détermination des armatures transversales : 135
V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 : 135
V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\boldsymbol{\tau u}$: 135
V.3.2.c. Vérification des contraintes tangentielles : 137
V.3.2.d. Calcul des armatures transversales : 138
V.4.Ferraillage des voiles : 140
V.4.1.Introduction : 140
A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 : 140
B. Calcul du ferraillage vertical : 141

V.4.2. Ferraillage verticale : 144
V.4.3. Armatures transversales : 145
V.4.4. Ferraillage horizontal : 146

Chapitre VI calcul des fondations

Introduction : 150
VI.1. Calcul des semelles isolées : 151
VI.1.1. Dimensionnement des semelles isolées: 153
VI.1.2. Ferraillage des semelles isolées : 154
VI.2.1. Semelles filantes sous voile(SF) et sous deux voiles(SFDV) 156
VI-2-1-1- Dimensionnement : 156
VI-2-1-2- Ferraillage : 157
VI.2.2. Semelles filantes sous deux poteaux : 159
VI-2-2-1- Dimensionnement : 161
VI-2-2-2- Ferraillage : 161
VI.3.Ferraillage des poutres de libage : 162
VI.4. Les longrines 167
VI.4.1. Pré dimensionnement : 167
VI.4.2. Sollicitations 167
VI.4.3. Ferraillage : 168
Conclusion générale 170

Liste des tableaux

Tableau II- 1 :Charge permanente des murs intérieurs 13
Tableau II- 2 : Charge permanente des murs extérieurs 13
Tableau II- 3 : Charge permanente du plancher terrasse 15
Tableau II- 4 : Charge permanente du plancher courant 16
Tableau II- 5 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse 17
Tableau II- 6 : Charge permanente due aux balcons d'étage 18
Tableau II- 7 : Pré dimensionnement des poutres 20
Tableau II- 8 : Calcul deNu 24
Tableau II- 9 : Détermination des charges d'exploitations 27
Tableau II- 10 : Vérifications du (1.1Nu ≤ Nu) 28
Tableau II- 11 : Vérifications de coffrage des poteaux 29
Tableau II- 12 : Vérification aux zones nodales 29
Tableau II- 13 : Prédimensionnement des voiles 31
Tableau III- 1 : Évaluation des charges et surcharges 33
Tableau III- 2 : Les efforts 34
Tableau III- 3 : Les données 34
Tableau III- 4 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 44
Tableau III- 5 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 44
Tableau III- 6 : Combinaison des charges de l'escalier 45
Tableau III- 7 : Schéma statique des efforts du l'escalier (RDC) à l'E.L.S. 52
Tableau III- 8 :Vérification de la flèche de l'escalier 56
Tableau III- 9 : Ferraillage de la poutre palière 58
Tableau III- 10 :Vérification à l'ELS de la poutre palière 58
Tableau III- 11 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière 58
Tableau III- 12 : charges de la poutrelle avant coulage 63
Tableau III- 13 : Calcul des moments 63
Tableau III- 14 : Actions de calcul des poutrelles après coulage. 68
Tableau III- 15 : Récapitulations des efforts internes 72
Tableau III- 16 : calcul des armatures 74
Tableau III- 17 : vérification des armatures 74
Tableau III- 18 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles 75
Tableau III- 19 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 76
Tableau III- 20 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles 77
Tableau III- 21 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles 79
Tableau III- 22 : les actions sur la dalle 82
Tableau III- 23 : Les valeurs du travail externe 83
Tableau III- 24 : Les valeurs du travail interne 83
Tableau III- 25 : Les valeurs du travail externe 84
Tableau III- 26 : Les valeurs du travail interne 84
Tableau III- 27 : les valeurs du travail externe 85
Tableau III- 28 : les valeurs du travail interne 86
Tableau III- 29 : les valeurs du travail externe 86
Tableau III- 30 : les valeurs du travail interne 87
Tableau III- 31 : les données 87
Tableau III- 32 : Calcul des sections de la dalle pleine 88
Tableau III- 33 :Vérification à l'E.L.S 88
Tableau III- 34 : Vérification de flèche de la dalle 89

Tableau IV- 1 : Calcul de centre de masse 93
Tableau IV- 2 : Calcul du centre de torsion 94
Tableau IV- 3 : Calcul de l'excentricité statique 95
Tableau IV- 4 : Calcul d'excentricité accidentelle 96
Tableau IV- 5 : Calcul de l'excentricité totale 97
Tableau IV- 6 : Coefficient d'accélération de zone A 99
Tableau IV- 7 : détermination du facteur de qualité 100
Tableau IV- 8 : Le comportement des trois premiers modes 103
Tableau IV- 9 : Coefficient de participation massique 104
Tableau IV- 10 : .Calcul de la force sismique 106
Tableau IV- 11 : Vérification de la résultante des forces sismiques 106
Tableau IV- 12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X 109
Tableau IV- 13 : calcul du moment de renversement 111
Tableau IV- 14 calcul du moment stabilisant 111
Tableau IV- 15 : Vérification de stabilisation 112
Tableau IV- 16 : Vérification des déplacements inter-étage sensX 113
Tableau IV- 17 : Vérification des déplacements inter-étage sensY 114
Tableau IV- 18 : Vérification l'effet P-Δ sens X 115
Tableau IV- 19 : Vérification l'effet P-Δ sens Y 116
Tableau IV- 20 : vérifications des sollicitations normales 117
Tableau V- 1 : Les données de calcul 119
Tableau V- 2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales 121
Tableau V- 3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 121
Tableau V- 4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 122
Tableau V- 5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 122
Tableau V- 6 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA 123
Tableau V- 7 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA 123
Tableau V- 8 : Calcul de τ_u 126
Tableau V- 9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 127
Tableau V- 10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 127
Tableau V- 11 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement 128
Tableau V- 12 : Vérification de la flèche des poutres 128
Tableau V- 13 : Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU 132
Tableau V- 14 : Détermination des armatures à l'ELU de résistance 133
Tableau V- 15 : Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU 134
Tableau V- 16 : Vérification des armatures à ELS des poteaux 135
Tableau V- 17 : Vérification des contraintes tangentielles 137
Tableau V- 18 : Les armatures transversales et leurs espacements 138
Tableau V- 19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales 138
Tableau V- 20 : Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5) 144
Tableau V- 21 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5) 146
Tableau V- 22 : Détermination des armatures horizontales 147
Tableau VI- 1 : récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées 153
Tableau VI- 2 : Dimensionnement des semelles isolées S_1,S_2,S_3 à l'ELS 153
Tableau VI- 3 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1,S_2,S_3 à l'ELU 154
Tableau VI- 4 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1,S_2,S_3 à l'ELS 154
Tableau VI- 5 : Ferraillage final des semelles isolées S_1,S_2,S_3 et leur espacement 154
Tableau VI- 6 : Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées S_1,S_2,S_3 155
Tableau VI- 7 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées S_1,S_2,S_3 155
Tableau VI- 8 : dimensionnement des semelles filantes SF(1.2.3.4.5) sous voiles à l'ELS 157

Tableau VI- 9 : ferraillage des semelles filantes SF(1.2.3.4.5) sous voiles à l'ELU 157
Tableau VI- 10 : ferraillage des semelles filantes SF(1.2.3.4.5) sous voiles à l'ELS 158
Tableau VI- 11 : le ferraillage finale des filantes SF(1.2.3.4.5) sous voiles 158
Tableau VI- 12 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes 158
Tableau VI- 13 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes..... 159
Tableau VI- 14 : détermination de la longueur des débords de SFP(1,2,3,4) 161
Tableau VI- 15 : dimensionnement de SFP(1,2,3,4)..... 161
Tableau VI- 16 : ferraillage de SFP(1,2,3,4)..... 161
Tableau VI- 17 : ferraillage la poutre de libage de SFP(1,2,3,4)à l'ELU 162
Tableau VI- 18 : vérification des contraintes la poutre de libage de SFP(1,2,3,4) à l'ELS 163
Tableau VI- 19 : Vérification de la stabilité au renversement de SFP(1,2,3,4) 165
Tableau VI- 20 : calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement de SFP(1,2,3,4)..... 166
Tableau VI- 21 : Vérification de la flèche pour la poutre de libage de SFP(1,2,3,4)..... 166
Tableau VI- 22 : Valeurs de α..... 167

Liste des figures

Figure I. 1.Vue en plan 2
Figure I. 2. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU [2] 6
Figure I. 3. Diagramme contraintes -déformations 7
Figure II. 1 : Coupe du plancher à corps creux 12
Figure II. 2 : Dimensions du corps creux 12
Figure II. 3 : Coupe de mur en maçonnerie 14
Figure II. 4 : Composants d'un plancher terrasse 14
Figure II. 5 : Composants d'un plancher courant 15
Figure II. 6 : Composants d'un balcon de la terrasse 17
Figure II. 7 : Composants d'un balcon de l'étage 18
Figure II. 8 : Dimensionnement de la poutre 19
Figure II. 9 : Charges supportées par la poutre principale (plancher terrasse). 21
Figure II. 10 : Charges supportées par la poutre principale (plancher courant) 21
Figure II. 11 : Section réduite du poteau 23
Figure II. 12 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité RDC et le 1er étage. 25
Figure II. 13 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité2^{ème}, le 3ème et le 4ème étage 25
Figure II. 14 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité le 5ème, et 6ème étage. 26
Figure II. 15 : Les poutres principales et poutres secondaires 30
Figure II. 16 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite) 31
Figure III. 1 : L'acrotère 33
Figure III. 2 : Section de B.A à l'ELU 35
Figure III. 3 : Ferraillage de l'acrotère 40
Figure III. 4 : Représentation d'un escalier 41
Figure III. 5 : schéma statique d'escalier de l'étage courant 41
Figure III. 6 : Schéma statique d'escalier au niveau d'RDC. 43
Figure III. 7 : Schéma statique des efforts du l'escalier (E.C) à l'E.L.U 46
Figure III. 8 : Schéma statique des efforts du l'escalier (E.C) - l'E.L.S 48
Figure III. 9 : Schéma statique des efforts du l'escalier (RDC) à l'E.L.U 50
Figure III. 10 : Schéma statique des efforts du l'escalier (RDC) à l'E.L.S. 51
Figure III. 11 : Dimension de la poutre palière 56
Figure III. 12 :Disposition des armatures de la table de compression. 62
Figure III. 13 : Schématisation de la poutrelle avant coulage 62
Figure III. 14 : Travée avec un seul étai au milieu 64
Figure III. 15 : Travée avec deux étais espacés de 1.10 m 64
Figure III. 16 : Diagramme des moments du 1^{ier} type des poutrelles à l'ELU 68
Figure III. 17 : Diagramme des efforts tranchants du 1^{ier} type des poutrelles l'ELU 69
Figure III. 18 : Diagramme des moments du 1^{ier} type des poutrelles à l'ELS 69
Figure III. 19 : Diagramme des moments du 2^{éme} type des poutrelles à l'ELU 69
Figure III. 20 : Diagramme des efforts tranchants du 2^{éme} type des poutrelles à l'ELU 70
Figure III. 21 : Diagramme des moments du 2^{éme} type des poutrelles à l'ELS 70
Figure III. 22 : Diagramme des moments du .3^{éme} type des poutrelles à l'ELU 70
Figure III. 23 : Diagramme des efforts tranchants du 3ème type des poutrelles à l'ELU 71
Figure III. 24 : Diagramme des moments du 3ème type des poutrelles à l'ELS 71
Figure III. 25 : Diagramme des moments du 4ème type des poutrelles à l'ELU 71
Figure III. 26 : Diagramme des efforts tranchants du 4ème type des poutrelles à l'ELU 72
Figure III. 27 : Diagramme des moments du 4ème type des poutrelles à l'ELS 72
Figure III. 28 : Sections considérées pour le calcul des ferraillages 73

Figure III. 29 : Disposition constructive des armatures 75
Figure III. 30 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite) 79
Figure III. 31 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés..... 80
Figure III. 32 : Figure 2 Dalles pleine rectangulaire encastrée sur3 cotés 80
Figure III. 33 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur3 cotés..... 80
Figure III. 34 : différentes étapes de calcul sur la dalle de type1..... 82
Figure III. 35 : Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2 84
Figure III. 36 : différentes étapes de calcul sur la dalle de type 3..... 85
Figure IV. 1 disposition des voiles..... 92
Figure IV. 2 : disposition des voiles aux RDC et étages..... 92
Figure IV. 3 : dimension des voiles et poteaux 94
Figure IV. 4 : Position du centre de masse..... 96
Figure IV. 5 : Spectres de réponse 101
Figure IV. 6 : Mode 1..... 102
Figure IV. 7 : Mode 2..... 102
Figure IV. 8 : Mode 3..... 103
Figure IV. 9 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement 107
Figure IV. 10 : Distribution des forces sismiques..... 108
Figure IV. 11 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X 109
Figure IV. 12 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 110
Figure V. 1 : Disposition des armatures pour les poutres……..……124
Figure V. 2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse 124
Figure V. 3 : Ferraillages des poutres principales de rive de la terrasse 124
Figure V. 4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages..... 125
Figure V. 5 : Ferraillages des poutres principales de rives des étages 125
Figure V. 6 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires 125
Figure V. 7 : Ferraillages des poutres secondaires de rive..... 126
Figure V. 8 : Définition de la zone nodale dans les poteaux..... 129
Figure V. 9 : Disposition des armatures pour les poteaux 139
Figure V. 10 : Ferraillage des poteaux de rive 139
Figure V. 11 : Ferraillage des poteaux intermédiaires 140
Figure V. 12 : Disposition des voiles 142
Figure V. 13 : Section entièrement tendue..... 143
Figure V. 14 : Section entièrement comprimée..... 143
Figure V. 15 : Section partiellement comprimée 143
Figure V. 16 : La zone de recouvrement des voiles..... 145
Figure V. 17 : Disposition des armatures dans le voile V_1 148
Figure V. 18 : Disposition des armatures dans le voile V_2 148
Figure V. 19 : Disposition des armatures dans le voile V_3 148
Figure VI. 1 : représentation des semelles isolées sous poteaux carrés 152
Figure VI. 2 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux 156
Figure VI. 3 : Schéma d'une semelle filante sous voile..... 156
Figure VI. 4 : Représentation 3D de SFP(1,2,3,4) 160
Figure VI. 5 : disposition du ferraillage de la poutre de libage SFP1 ,SFP3 163
Figure VI. 6 : disposition du ferraillage de la poutre de libage SFP2 164
Figure VI. 7 : disposition du ferraillage de la poutre de libage SFP4 164
Figure VI. 8 : Ferraillage des longrines 169

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo :moment isostatique.

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 à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

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.)

c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a :épaisseur du voile.

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 d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l’élancement du poteau.

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 :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

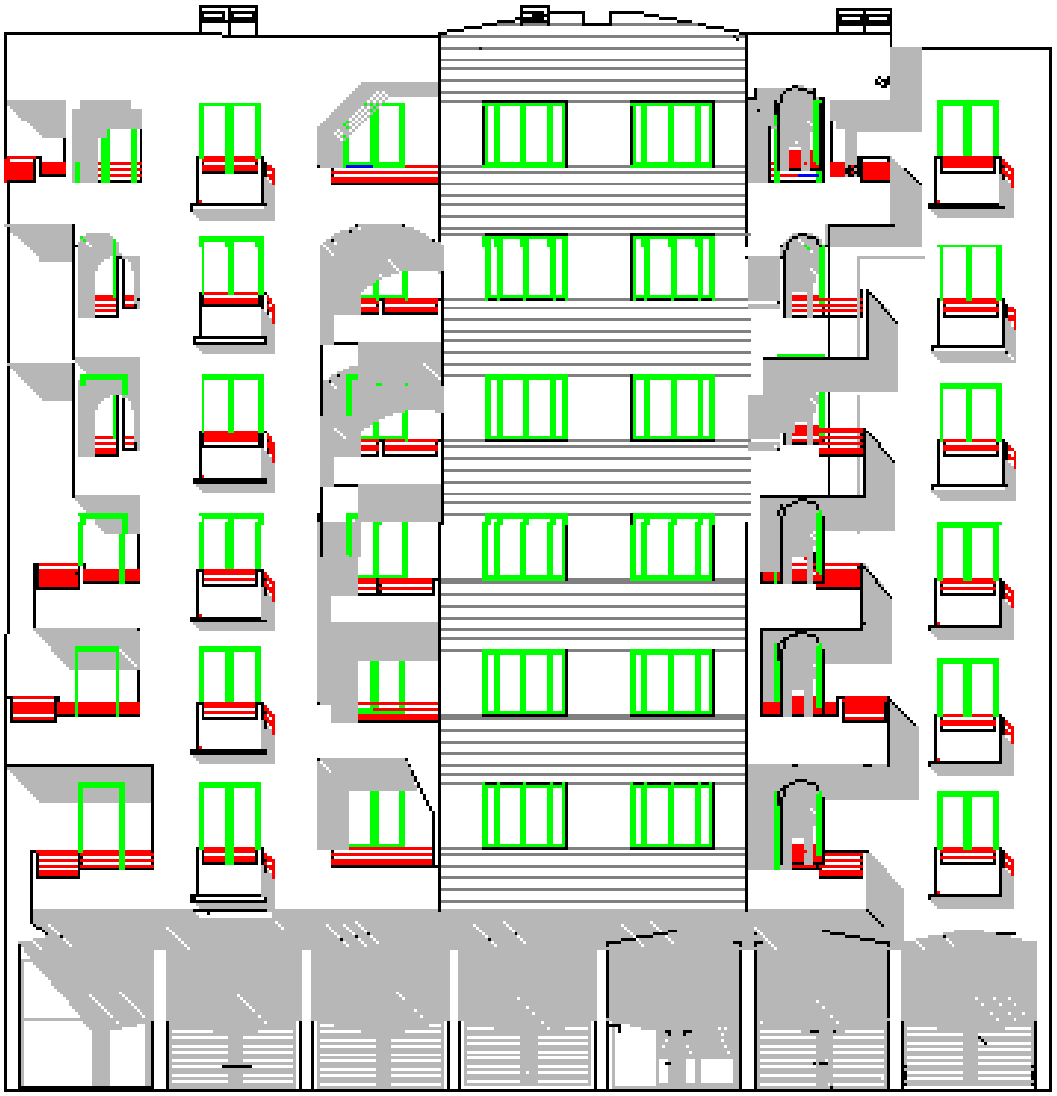
SFV : semelle filante sous voile

SFDV : semelle filante sous deux voiles

SFP : semelle fillante sous deux poteaux

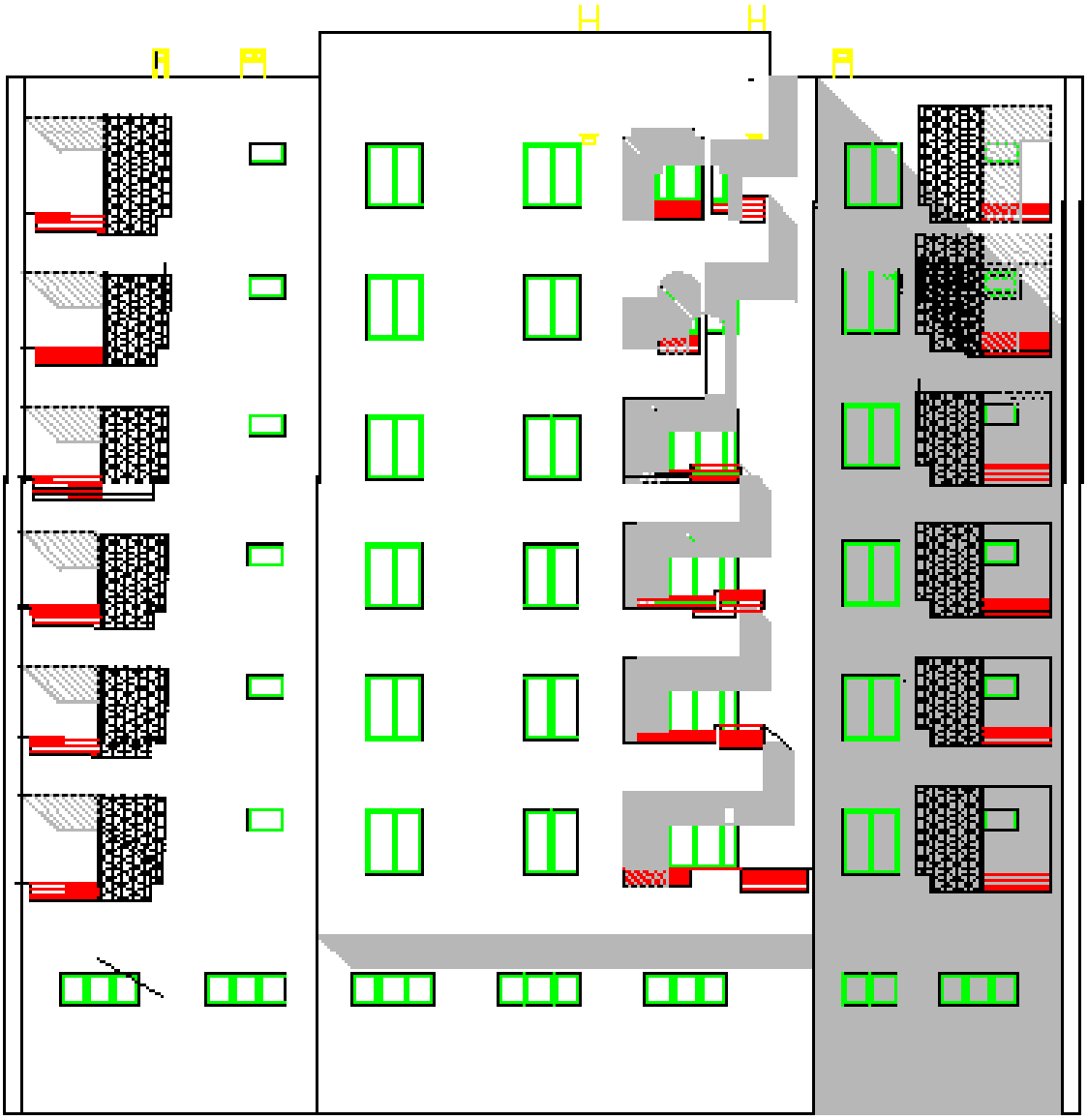
PLAN DU RDC DE 16 LOGTS (BARRE-PARKING)

(Fe - 1 cm = 2 m)



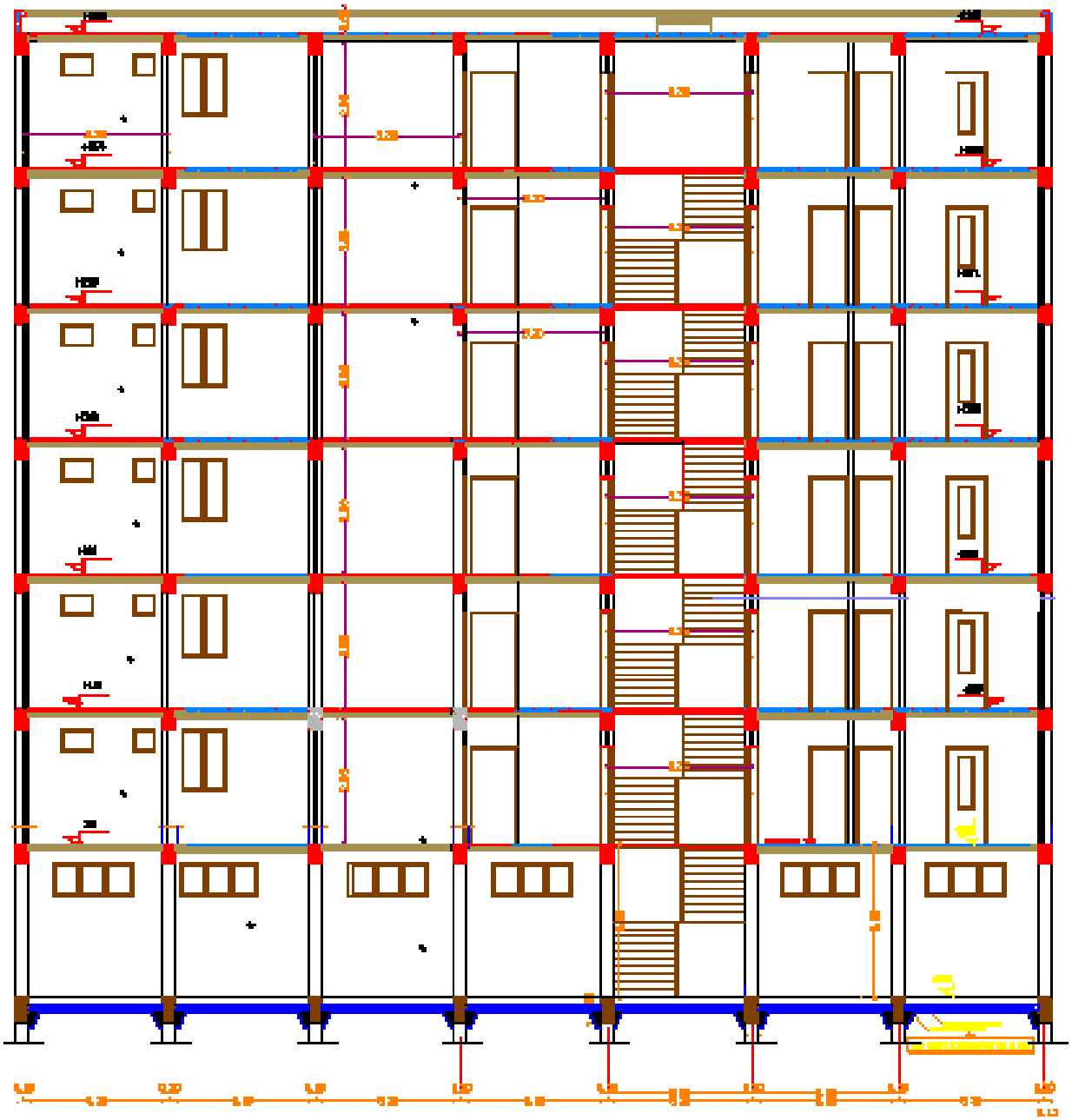
FACADE PRINCIPALE

BLOC DE 15 LOGTS (BARRE)

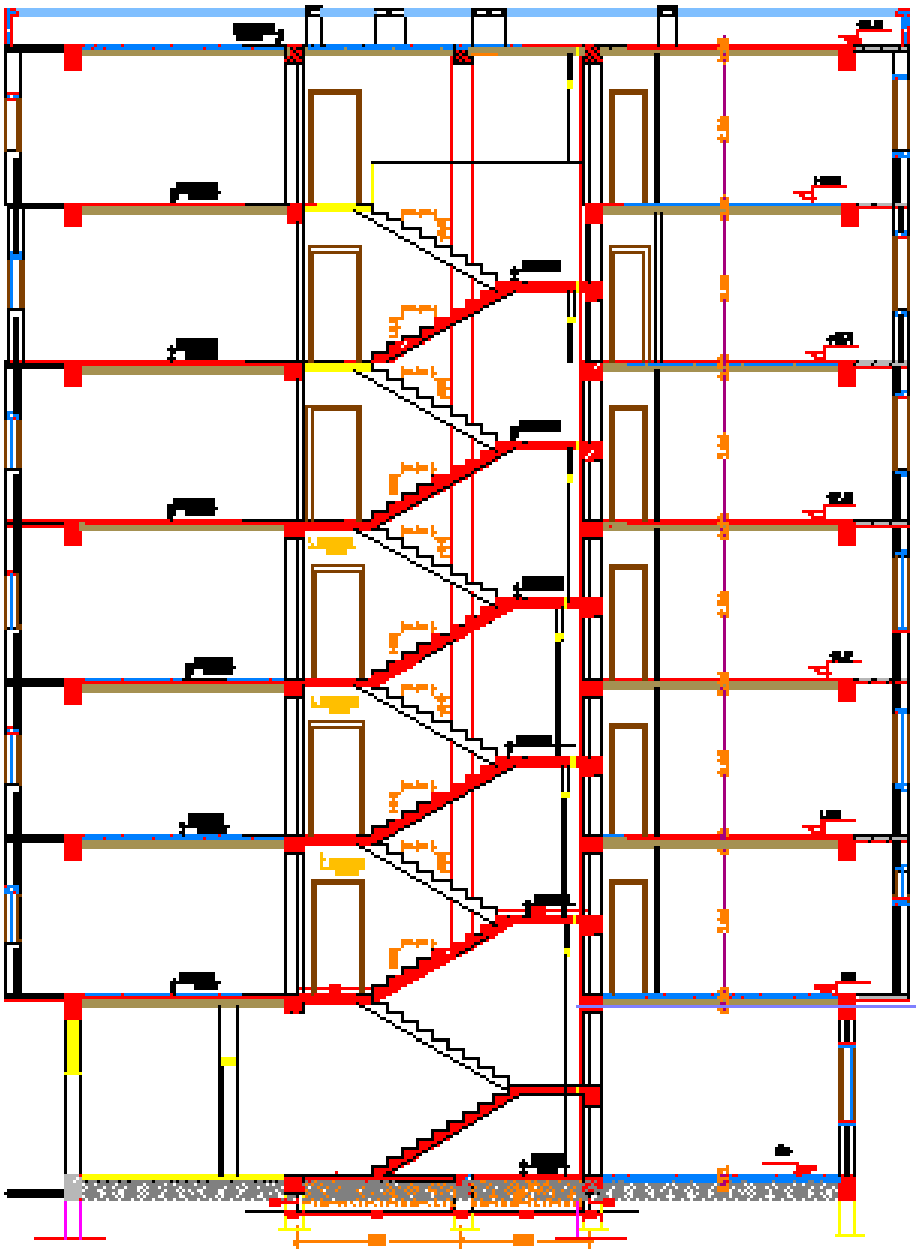


FACADE POSTERIEURE

BLOC DE 16 LOGTS (BARRE)



COUPE A--A BLOC BARRE --E/ 1/500



COUPE B-B--- BLOC BARRE ---E/ 1/500

INTRODUCTION GENERALE

Le présent travail consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment en (R +6) à usage multiple, implanté à BERROUAGHIA. L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

Après une introduction générale, une présentation de l'ouvrage montrant les caractéristiques géométriques, l'ossature, les caractéristiques des matériaux (béton et aciers) fait l'objet du premier chapitre. Le deuxième chapitre traite le prédimensionnement des éléments de la structure et l'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation. Le troisième chapitre consiste à étudier les éléments secondaires (planchers, escaliers…). Le quatrième chapitre est consacré à l'étude dynamique qui est optée par le logiciel ROBOT version 25. L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure fait l'objet du cinquième chapitre. On procède au sixième chapitre à l'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, le choix de type de fondations le plus convenable et leur ferraillage.

Nous clôturons notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE1

IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

I.1. Identification de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme, « EL MANAR » consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment.

Ce bloc est en béton armé comporte sept (07) niveaux, rez-de-chaussée plus six étages (R+6), avec une terrasse inaccessible à usage multiple (usage d'habitation avec locaux commerciaux).

L'ouvrage en question sera implanté a «BERROUAGUIA» wilaya de MEDEA, classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 modifiée version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 modifiée version 2003.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Notre bloc est de forme irrégulière (angulaire), dont les caractéristiques sont :

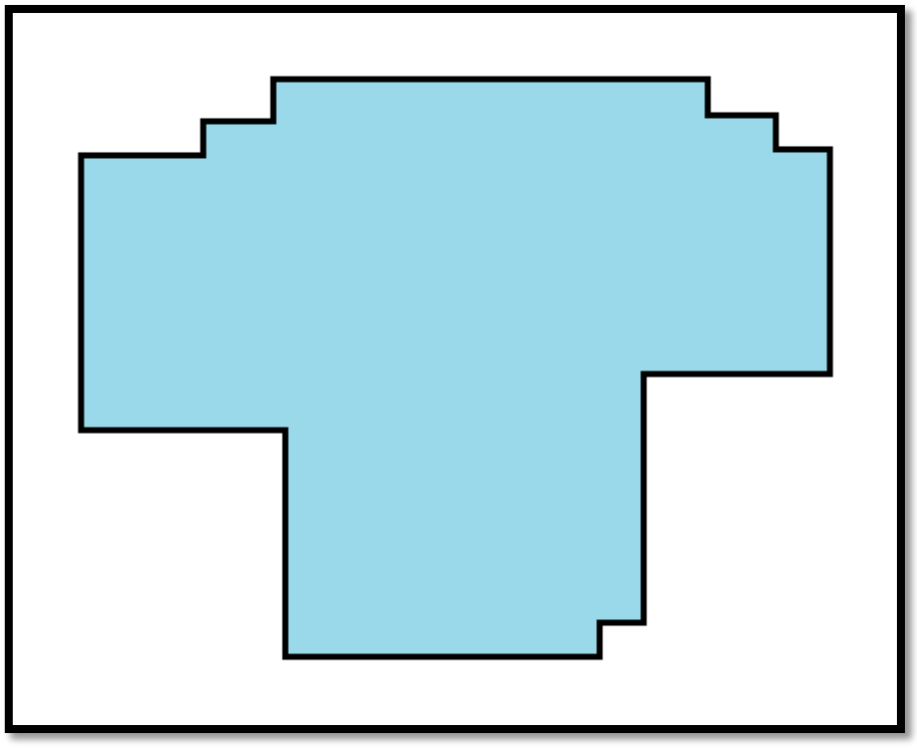


Figure I. 1 :Vue en plan

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment:

- longueur totale de bâtiment ***: 23,10m.***
- largeur totale du bâtiment ***: 17.50m.***

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment:

- hauteur d'étage ***: 3,06m.***
- Hauteur de rez-de-chaussée ***: 3,50 m.***
- hauteur totale du bâtiment ***: 21.86m.***

I.2.3. Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 20m, donc selon le **RPA99** Version 2003, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.4. Planchers:

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

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les bureaux; les halls et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.2.7. L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 65cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

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

I.2.8. Les escaliers:

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à deux volets**.**

I.2.9. Infrastructure:

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

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

I.3.1. Béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment **CPJ-CEMII42, 5 de 350Kg/m^3** ce donne une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Donc une résistance à la traction f_{t28}=2.1 MPa

3.1.1. Résistance du béton : [2]

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

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée $\boldsymbol{f_{c28}}$.

3.1.1.a) Résistance caractéristique à la compression: ►► Art [A.2.1.1.1.] ◄◄

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93.

$$f_{cj}= \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$$ pour ; $f_{c28} \leq$ 40MPa

$$f_{cj}= \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$$ pour ; $f_{c28} >$ 40MP

3.1.1.b) Résistance caractéristique à la traction : ►► Art [A.2.1.1.2] ◄◄

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation **:**

- $\boldsymbol{f_{tj}= 0.6 + 0.06\, f_{cj}}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa

3.1.2. Module d'élasticité: [2]

3.1.2.a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{i28}=32164,195 MPa. **►►Art [A.2.1.2.1] ◄◄**

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{v28}= 10721,40 MPa. **►►Art [A.2.1.2.2] ◄◄**

3.1.2.b) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+v)}$$

3.1.3. Contraintes limites :

3.1.3.a) Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

  τ_u = min (0.1 f_{c28}, 3 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2.5 MPa

- Fissuration peu nuisible :

  τ_u = min (0.13 f_{c28}, 4 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3.25 MPa.

3.1.3.b) Contrainte-déformation: [2] ►►Art [A.4.3.4.1] ◄◄

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

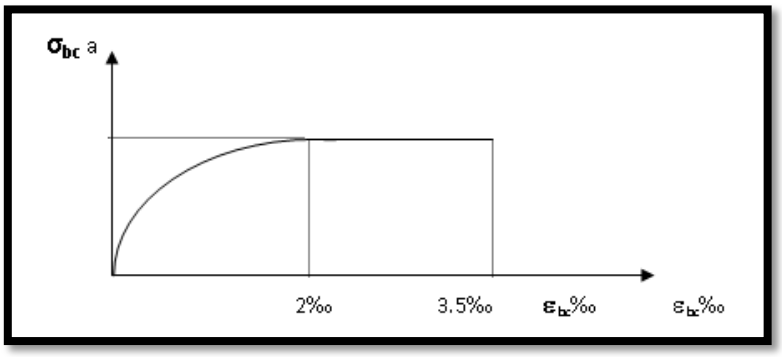


Figure I. 2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU [2]

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad \textbf{[2]}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

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

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

θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

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

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

I.3.2.Les aciers :

3.2 1. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente

deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE 215	$\phi 6 et \phi 8$	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_eE 400	$HA \geq 8$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

3.2. 2._Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [2] ►► Art [A.2.2.1] ◄◄

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

3.2.3. Contraintes limites : Y

- **Etat limite ultime (ELU) :**

3.2.3. a. Diagramme contraintes- déformations : [2] ►► Art [A.2.2.2] ◄◄:

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous :

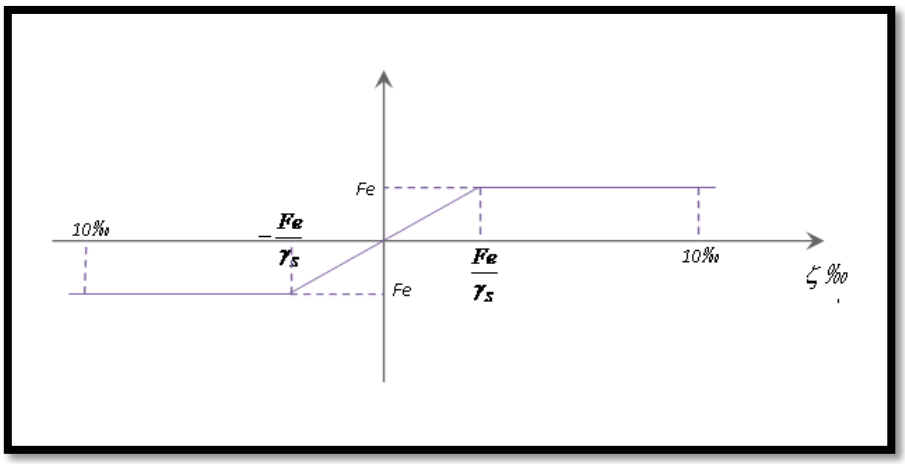


Figure I. 3 : Diagramme contraintes -déformations

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

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

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

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

- **Etat limite de service (ELS) :**

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer **[2]**
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **[2]**
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **[2]**

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

I.4. Taux de travail du sol :

Selon le rapport du sol qui nous a été confié par le laboratoire (AHLEM POUR ETUDE DE SOL ET ANALYSE DES MATERIAUX),les essais d'identification physiques révèlent un sol de nature marneuse brunâtre carbonatée indurée de faible humidité, de moyenne à forte compacité.

L'essai d'Atterberg montre un sol peu plastique.

Les essais oedométriques montrent un sol peu compressible et peu gonflant.

Les essais chimiques effectués révèlent une agressivité nulle vis- à-vis des sulfates, le taux de carbonates est moyen, le pH est proche de la neutralité.

Les tassements calculés aux hypothèses suggérées, montrent des tassements admissibles dans leurs globalités.

A partir de ces résultats, le laboratoire a suggéré :

- Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.
- La contrainte admissible à adopter pour le calcul des fondations sera de l'ordre de σ_{sol}=2.00 bars.
- Un ancrage de 1.80 mètres.
- Compte tenu des formations constituant le sol et l'ensemble de ses propriétés mécaniques, le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

II. Prédimensionnement et évaluation des charges :

II.1. Introduction:

Il s'agit de déterminer dans une première étape les dimensions des éléments de l'ossature telle que planchers, poutres, poteaux et voiles.

II.2. Les planchers:

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de 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 :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{(L/25) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Le règlement CBA93 n'exige que $\mathbf{h_t \geq L/22.5}$ d'où la nouvelle fourchette est

$$\mathbf{(L/22.5) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

L = 3.30 m.

$$14.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 16.50 \text{ cm}$$

On prend: $\mathbf{h_t = 20 \text{ cm}}$ ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

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

Donc $\mathbf{h_t = (16+4) \text{ cm}}$.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

- $ht \geq 16$ cm

D'où on a : 20 cm > 16cm …… (C.V).

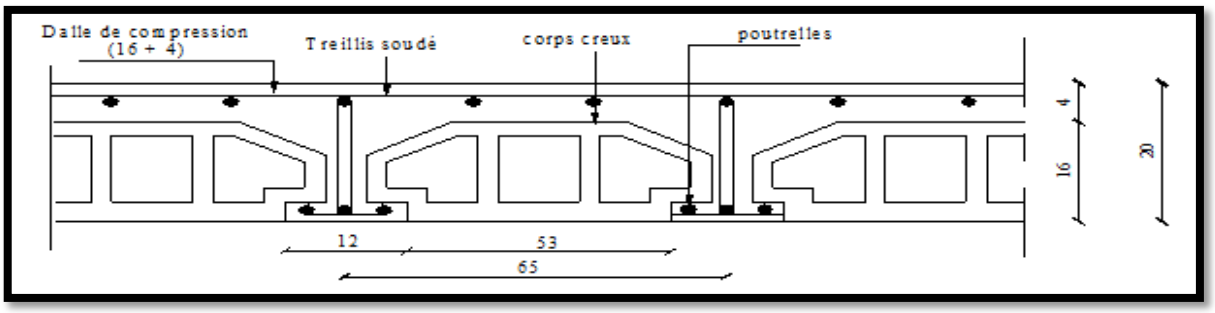


Figure II. 1 : Coupe du plancher à corps creux

Donc on utilisera le corps creux de dimensions suivantes :

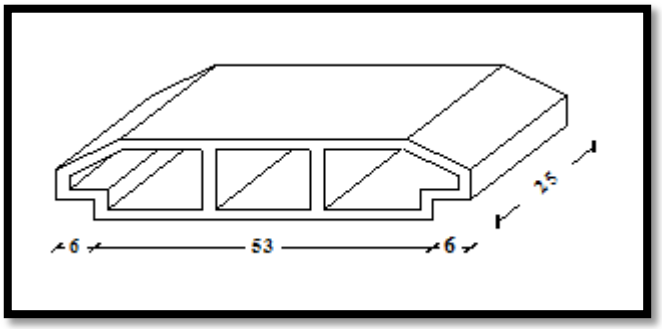


Figure II. 2 : Dimensions du corps creux

II.2.2. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance :**

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. **[2]**

  - $(Lx/45) \leq e \leq (Lx/40)$

- dalle reposant sur deux appuis :

  - $(Lx/35) \leq e \leq (Lx/30)$

Où :

- e. : épaisseur de la dalle.
- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, on a : L = 3.00 m.

- Critère de résistance $300/45 \le ep \le 300/40 \Rightarrow 06.66 \le ep \le 07.50$

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

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

- **condition d'isolation acoustique :** ep ≥ 15 cm.

Conclusion :

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

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

II.3.1. Maçonnerie:

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

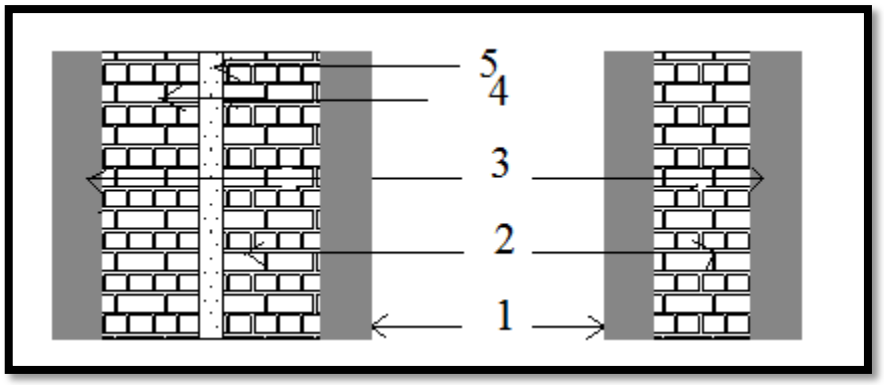
Tableau II- 1 :Charge permanente des murs intérieurs

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	**1,62**

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

Tableau II- 2 : Charge permanente des murs extérieurs

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	**2.52**



a-Double cloison b- simple cloison

Figure II. 3 : Coupe de mur en maçonnerie

II.3.2.plancher terrasse :

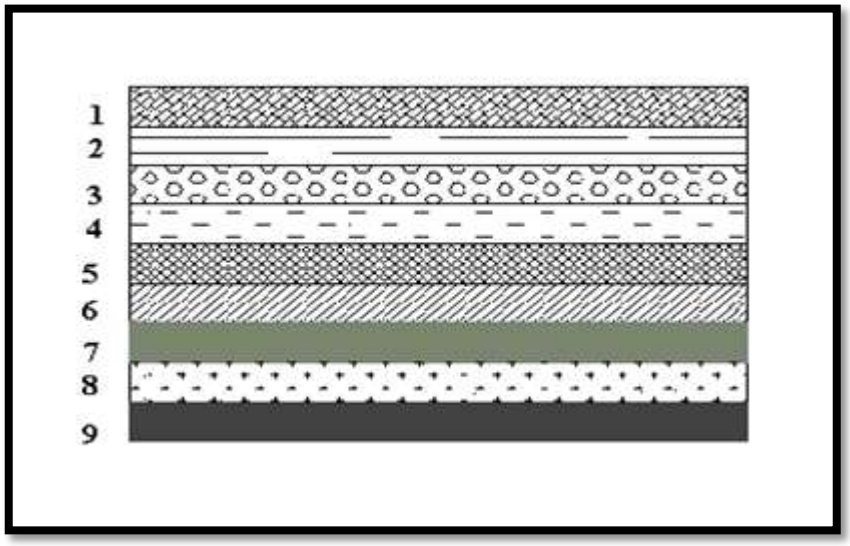


Figure II. 4 : Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.a. Charges permanentes

Tableau II- 3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			TOTAL	**6.54**

II.3.2.b. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m^2.

II.3.3.plancher courant :

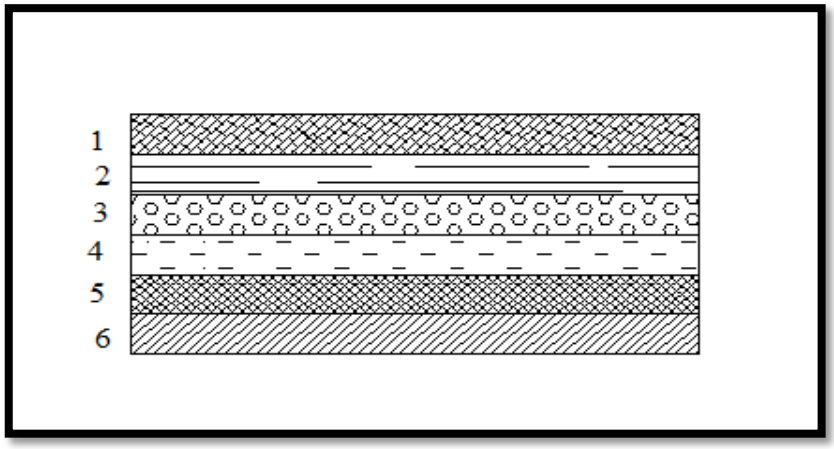


Figure II. 5 : Composants d'un plancher courant

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II- 4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
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	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.14	-	1.62
			TOTAL	**6.00**

II.3.3.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation : $Q = 1.50\ KN/m^2$.

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.1. Balcons de la terrasse :

II.3.4.1.a. Charges permanentes :

Tableau II- 5 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	**7.65**

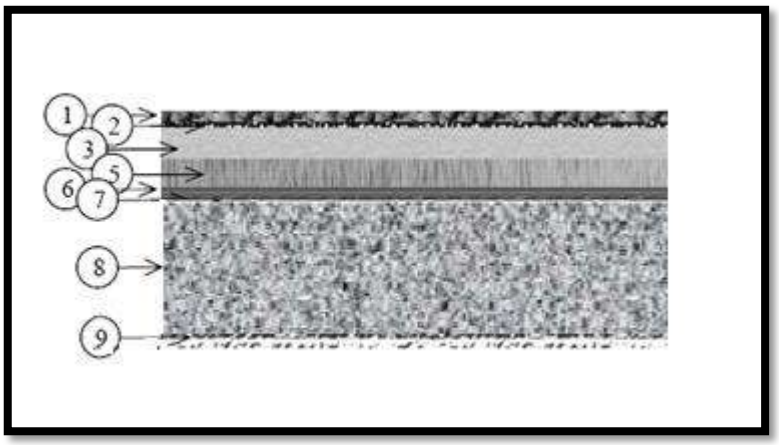


Figure II. 6 : Composants d'un balcon de la terrasse

II.3.4.1.b. Charges d'exploitations :

On a : Q = 3.5 KN/m^2.

II.3.4.2.Balcons de l'étage :

II.3.4.2.a. Charges permanentes :

Tableau II- 6 : Charge permanente due aux balcons d'étage

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (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	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	**5.49**

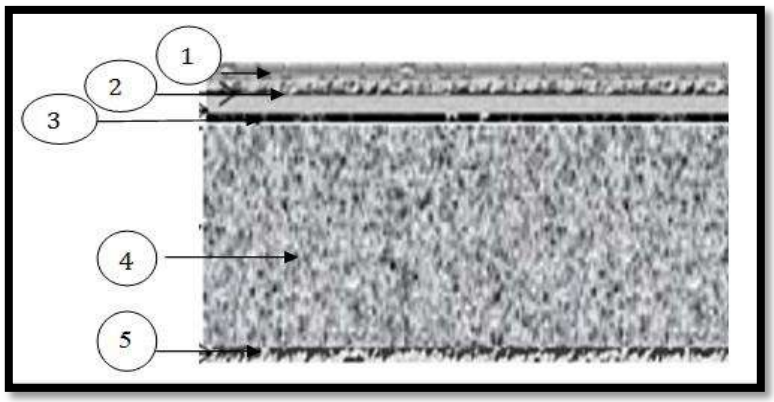


Figure II. 7 : Composants d'un balcon de l'étage

II.3.4.2.b. Charges d'exploitations :

On a : Q = 3.5 KN/m^2.

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

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

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

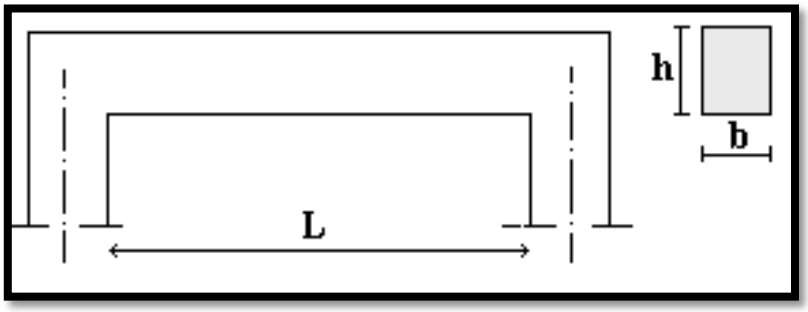


Figure II. 8 : Dimensionnement de la poutre

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

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

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

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa sont: **[1] ►► Art [7.5.1] ◄◄**

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

Tableau II- 7 : Pré dimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4.55 m ⇒ 30.33cm ≤ h ≤45.50cm on adopte : h = 40cm ⇒ 12.00cm ≤ b ≤28.00cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 3.00m ⇒ 20.00cm ≤ h ≤ 30.00cm on adopte : h = 30.00 cm ⇒ 09.00 cm ≤ b ≤21.00 cm on adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=30cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.00≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0879) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.100) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30cm	h = 30 cm ; b = 30 cm

Vérification de la flèche : [2] ► Art [B.6.5] ◄:

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

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

Pour les éléments en console:

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

$$L = 4.55 \leq 5m \quad \Longrightarrow \quad F_{limite} = L / 500 = 0.91m$$

-Plancher terrasse :

- Poids propre de la poutre : G_p = 0.3 x 0.40 x 25 = 3.00 KN/ml.
- Poids propre du plancher terrasse : $G_{plancher}$ = 6.54 x (3.3 - 0.3) = 19.62 KN/ml.
- $Q_{plancher}$ = 1.00 x (3.3) = 3.3 KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 25.92 KN/ml.

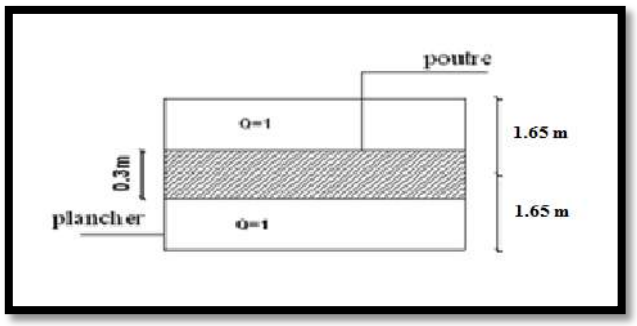


Figure II. 9 : Charges supportées par la poutre principale (plancher terrasse).

Plancher courant :

-Poids propre du plancher courant : $G_{plancher}$ = 6 x (3.3 - 0.3) = 18 KN/ml.

$Q_{plancher}$ = 1.5 x (3.3)= 4.95 KN/ml.

- Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 25.95 KN/ml.

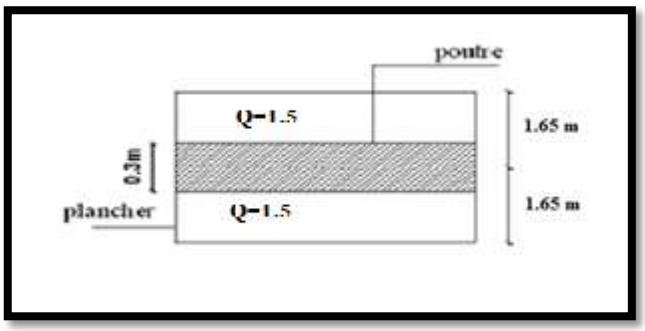


Figure II. 10 : Charges supportées par la poutre principale (plancher courant)

Alors: on prend $P_{tot,\ max}$=25.95KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad \text{, } I = bh^3/12 \qquad F \leq F_{limite}$$

F = 12x5x25.95x $(4.55)^4$ / (384x32164.2x 0.30x $(0.40)^3$)

F = 0.3 cm < F_{limite}= 0.91cm (C.V)

Conclusion :

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (30 x 40) cm^2.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le **[2] ►► [Art B.8.11] ◄◄** cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu=1.1Nu).

5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- ❖ choix du poteau le plus sollicité ;
- ❖ calcul de la surface reprise par le poteau ;
- ❖ détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- ❖ les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} Min(b_1,h_1) \geq 25\ cm & \text{zone IIa} \\ Min(b_1,h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ \dfrac{1}{4} < \dfrac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

On a : $$N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec :

- ♦ $\bar{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- ♦ B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».
- ♦ γ_b= 1,50 et γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- ♦ f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ($A = \frac{B}{1000}$).
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6(\dfrac{50}{\lambda})^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

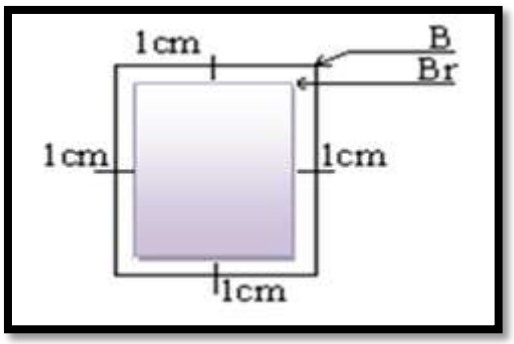


Figure II. 11 : Section réduite du poteau

5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f [2]:

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

- 0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation
  - traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- L_0 : dans les autres cas.

- L_0 =3.06 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs,
  Cas des étages courants.
- L_0 =3,50 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation,
  Cas de RDC.
  - Pour les étages courants et le RDC on a : L_f =0.7 L_0

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

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

- Une section de (40x40) cm^2 pour le RDC et le 1er étage.
- Une section de (35x35) cm^2 pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage.
- Une section de (30x30) cm^2 pour, 5ème, et 6ème étage.

Tableau II- 8 : Calcul de $\bar{N}_u$

NIV	Dimension	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	$\bar{N}_u$ (kN)
6eme étage	30x30	78400	24.73	0.7728	90	1146.18
5eme étage	30x30	78400	24.73	0.7728	90	1146.18
4eme étage	35x35	108900	21.20	0.7918	122.5	1630.53
3eme étage	35x35	108900	21.20	0.7918	122.5	1630.53
2eme étage	35x35	108900	21.20	0.7918	122.5	1630.53
1ier étage	40x40	144400	18.55	0.8047	160	2196.61
RDC	40x40	144400	21.22	0.7918	160	2161.40

5.4. La surface reprise par le poteau :

- La surface pour le RDC et le 1ier étage:

S= (1.448+1.448).2.175+(1.448+1.448).1.375+0,1.(1.448+1.448)+0,1.(2.175+1.375)

- S=10.928 m^2.

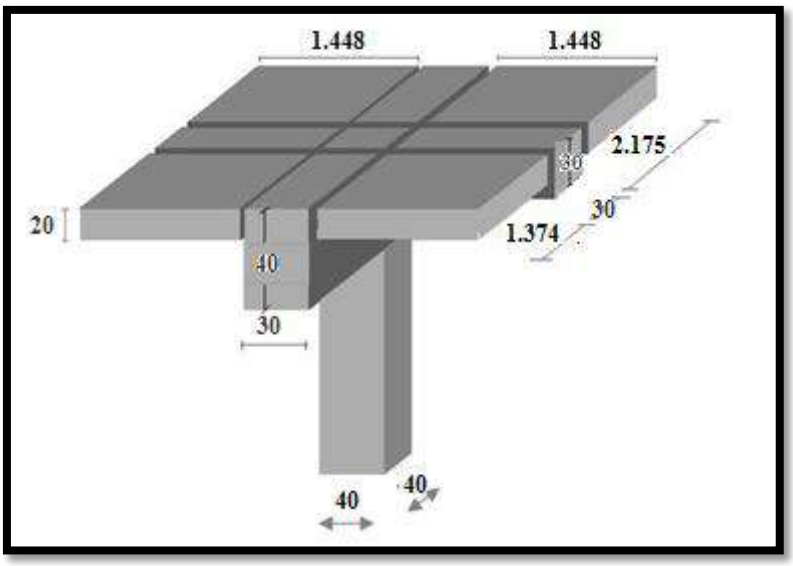


Figure II. 12 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité RDC et le 1er étage.

- - La surface pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage:

  S= (1.473*2).2.187+ (1.473*2).1.386+0,05.(1.473*2)+0,05. (2.187+1.386)

  - S=10.671 m².

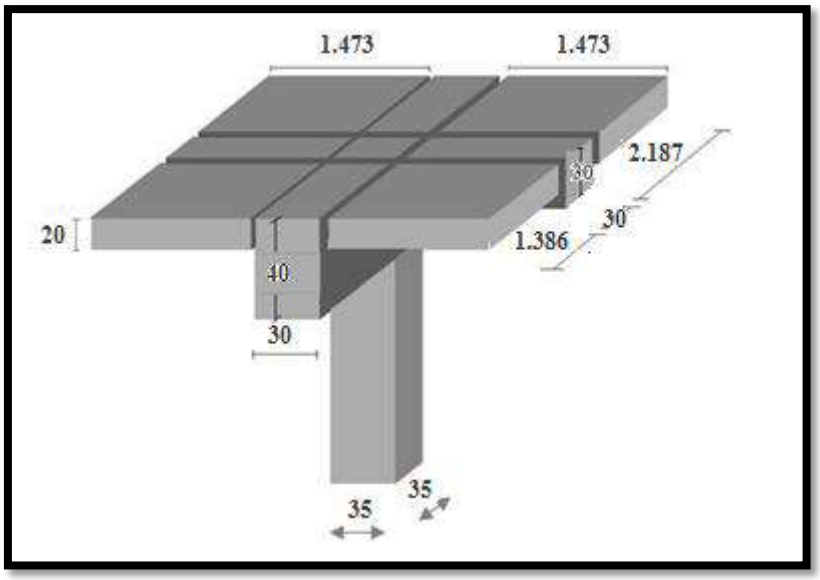


Figure II. 13 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité2ème, le 3ème et le 4ème étage

- - La surface pour le 5ème, et 6ème étage :

  S= (1.5+1.5).2.225+ (1.5+1.5).1.40

  - S=10.875 m².

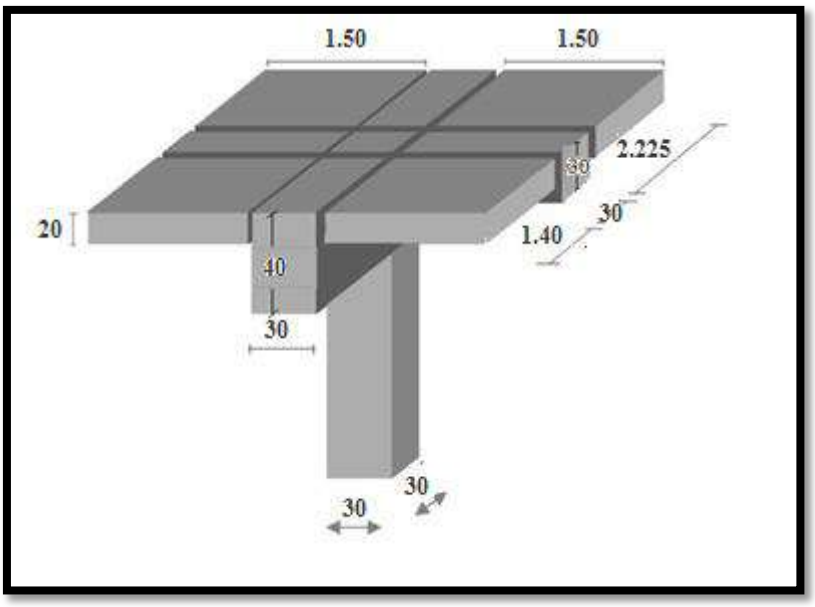


Figure II. 14 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité le 5ème, et 6ème étage.

5.5. Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

5.5.a. Charges d'exploitation :

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

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

Avec :

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

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

Tableau II- 9 : Détermination des charges d'exploitations

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
6^{eme} étage	1	Q0	10.875		10.875
5^{eme} étage	1.5	Q1	16.312	1	27.187
4^{eme} étage	1.5	Q2	16.006	0.95	41.577
3^{eme} étage	1.5	Q3	16.006	0.9	54.367
2^{eme} étage	1.5	Q4	16.006	0.85	65.555
1^{ier} étage	1.5	Q5	16.392	0.8	75.452
RDC	1.5	Q6	16.392	0.75	83.711

5.5. b. Charges permanentes et Nu

Tableau II- 10 : Vérifications du ($1.1Nu \leq \bar{N}_u$)

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\bar{N}_u$ (kN)	1.1Nu $\leq \bar{N}_u$
6eme étage	Poutre P	10.869	95.616	95.616	10.875	145.394	159.933	1146.18	Oui
	Poutre S	6.750							
	Poteau	6.885							
	Plancher	71.112							
5eme étage	Poutre P	10.869	89.754	185.37	27.187	291.03	320.133	1146.18	Oui
	Poutre S	6.750							
	Poteau	6.885							
	Plancher	65.25							
4eme étage	Poutre P	10.719	90.744	276.114	41.577	435.119	478.631	1630.53	Oui
	Poutre S	6.628							
	Poteau	9.371							
	Plancher	64.026							
3eme étage	Poutre P	10.719	90.744	366.858	54.367	576.809	634.48	1630.53	Oui
	Poutre S	6.628							
	Poteau	9.371							
	Plancher	64.026							
2eme étage	Poutre P	10.719	90.744	457.602	65.555	716.095	787.704	1630.53	Oui
	Poutre S	6.628							
	Poteau	9.371							
	Plancher	64.026							
1 er étage	Poutre P	10.650	94.974	552.576	75.452	859.156	945.071	2196.61	Oui
	Poutre S	6.516							
	Poteau	12.24							
	Plancher	65.568							
le RDC	Poutre P	10.650	96.734	649.31	83.711	1002.135	1102.348	2161.40	Oui
	Poutre S	6.516							
	Poteau	14.00							
	Plancher	65.568							

5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

D'après le RPA99version2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II- 11 : Vérifications de coffrage des poteaux

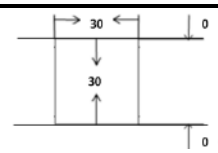
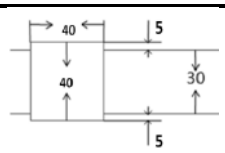
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b1, h1) ≥ 25cm	Min (b1, h1) = 30cm ≥ 25 cm		C.V
Min (b1, h1)≥ he /20	RDC	Min (b1, h1) =30cm≥ (he/20) = (3.50-0.30)/20=16.00 cm	C.V
	Étages courantes	Min (b1, h1) =30cm≥ (he/20) = (3.06 – 0.30)/20=13.80 cm	
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	0.25 ≤ (b1/h1)=1 ≤ 4		C.V

5.7. Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

Il nous reste à vérifier :

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

Tableau II- 12 : Vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$
	30	30	30	Oui	0	15	Oui
	30	40	40	Oui	5	20	Oui

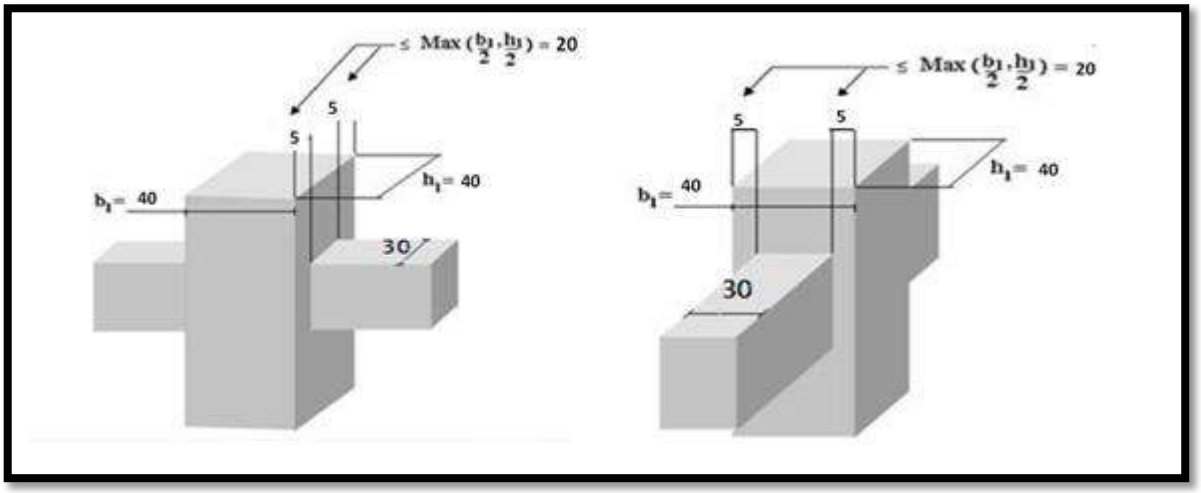


Figure II. 15 : Les poutres principales et poutres secondaires

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

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

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

Le **RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄**, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

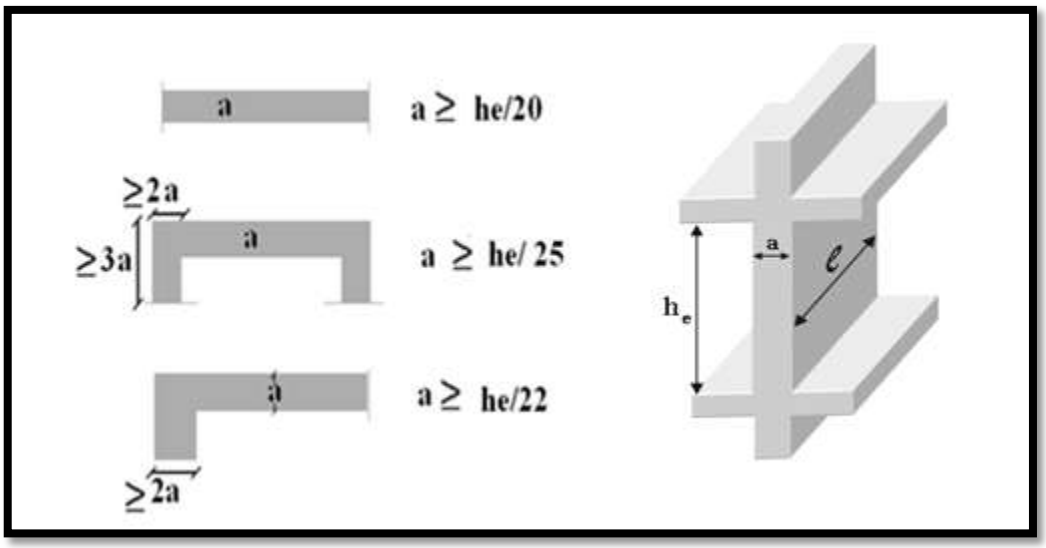


Figure II. 16 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc:

- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22)

Donc : $a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{22}\right\}$

Tableau II- 13 : Prédimensionnement des voiles

Niveau	h_e (cm)	a (cm)
6	276	15
5	276	15
4	276	15
3	276	15
2	276	15
1	276	15
RDC	320	15

III.1. L'acrotère :

III.1. 1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

III.1.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

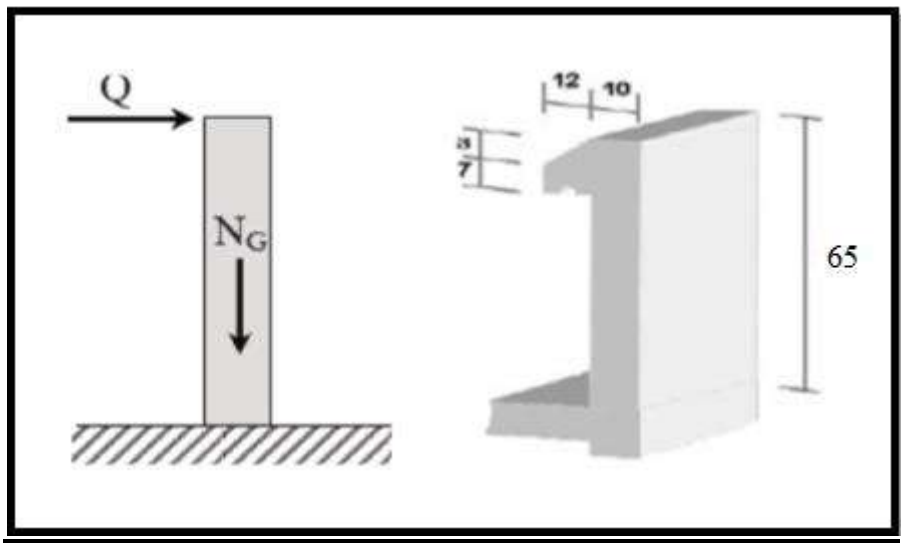


Figure III. 1 : L'acrotère

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III- 1 : Évaluation des charges et surcharges

Charge permanent
Poids propre : [(0,65.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0.03)/2)].25=1,88kN
Charge d'exploitation
Q = 1 kN

III.1.4.Détermination des efforts :

Tableau III- 2 : Les efforts

L'E.L.U
L'effort normal : N_U =1,35.G = 1,35.1,88 = 2,538 KN
Moment d'encastrement : M_U =1,5.Q.h = 1,5.1.0,65 = 0,975 KN.m
L'effort tranchant : T_U =1,5.Q = 1,5.1 = 1, 5 KN
L'E.L.S
L'effort normal : N_{ser} = G = 1,88 KN
Moment d'encastrement : M_{ser} = Q.h =1.0, 65 = 0,65 KN.m
L'effort tranchant : T_{ser} = Q =1 KN

III.1.5.Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III- 3 : Les données

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	10	cm	F_e	400	MPa
C_1	2,5	cm	Sollicitations		
C_2	2,5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			N_u	2,538	KN
Notations	Valeurs	Unités	M_u	0,975	KN.m
L_0	0,65	m	N_{ser}	1,88	KN
L_f	1,3	m	M_{ser}	0,65	KN.m

III.1. 5. a . E.L.U :

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.975}{2.538} \Rightarrow e_0 = 38.41cm$

On a : $e_0 = 38.41cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

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

❖ **Calcul du moment de flexion :**

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

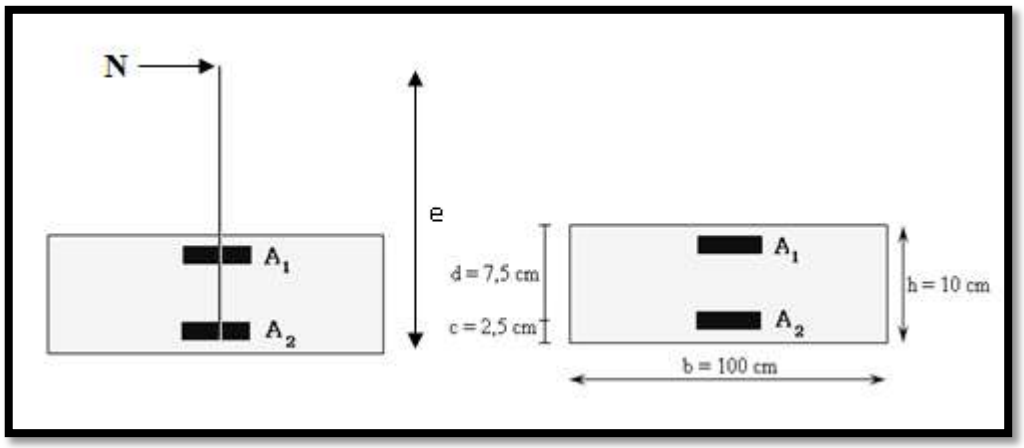


Figure III. 2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C2) \Rightarrow e = 40.91$ cm

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 1.038$ kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M1}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.013$

$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_1 = 0$ et ß = 0.993

$A_1 = \frac{M1}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 40.05$ mm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.40\ cm^2$

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

Donc: $A = 0.40\ cm^2$

- **Condition de non fragilité :**

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

$Amin = 1\ cm^2 > A = 0.40\ cm^2$

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

- **Armatures de répartition :**

On a : $Ar \geq \frac{A}{4} \Rightarrow Ar \geq 0.5025$

Donc, on prendra : $Ar = 4HA\ 8 = 1.13\ cm^2$

- **Espacement :**

St= (100/4) =25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép= (65/4)=16.25 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.5.b.Vérification à l'E.L.S

Données: $N_{ser} = 1.88\ kN$

$M_{ser} = 0.65\ kN.m$

- **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.65}{1.88} = 34.57cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.57cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: $Bo = b*h + 15\ (A_1 + A_2) \Rightarrow Bo = 1030,15\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A_1 c_1 + A_2 d)\right] \Rightarrow \upsilon 1 = 5,073cm.$

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

$I'_G = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A_1(\upsilon_1 - c_1)^2 + A_2(\upsilon_2 - c_2)^2] \Rightarrow I'_G = 8513,68\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1,677cm.$

$M'_G = N_{ser}.CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 32,143cm$

$\frac{M'_G}{N_{ser}} = CG'$ Donc : $CG' = 32,143cm > \frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1,677cm.$

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 y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -35.91 cm < 0 ".

$$\begin{cases}p = -3790.05cm^2 \\ q = +89204.97cm^3\end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 3790.05y_2 + 89204.97 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -10,79.10x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases}\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.993 \Rightarrow \varphi = 173.355° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 71.08cm\end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 38.15\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+120) = -71.02\,\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+240) = 33.13\text{cm} \end{cases}$

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

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

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 38.15\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.24\text{cm} \end{cases}$$

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

$$S_{xx'} = 92.291\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1880}{92291} = 0.0203\text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0203 \times 20 = 0.407\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.0203 \times (75 - 22.4) = 16.016\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\,\text{MPa}\,; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 16.016\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\text{MPa}$$

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

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.975}{0.9\text{x}0.075} = -12.94kN$$

F<0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5\times10^3}{1000\times75} = 0{,}02\,\text{MPa}$$

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ \text{MPa}\right] = 2{,}5\ \text{MPa}$ (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02\text{Pa} < \overline{\tau}_u = 2{,}5\,\text{MPa}$

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

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante: $F_p = 4AC_pW_p$ **[1] ►►Art [6.2.3] ◄◄**

A: coefficient d'accélération;

A = 0,15 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage2, zone II_a)]

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0,8 [1] ►► Tab [6.1] ◄◄:

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1,880 kN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0{,}15 \times 0{,}8 \times 1{,}880 \Rightarrow F_p = 0{,}902\ \text{kN} < 1{,}5Q = 1{,}5\text{kN}$ (C.V)

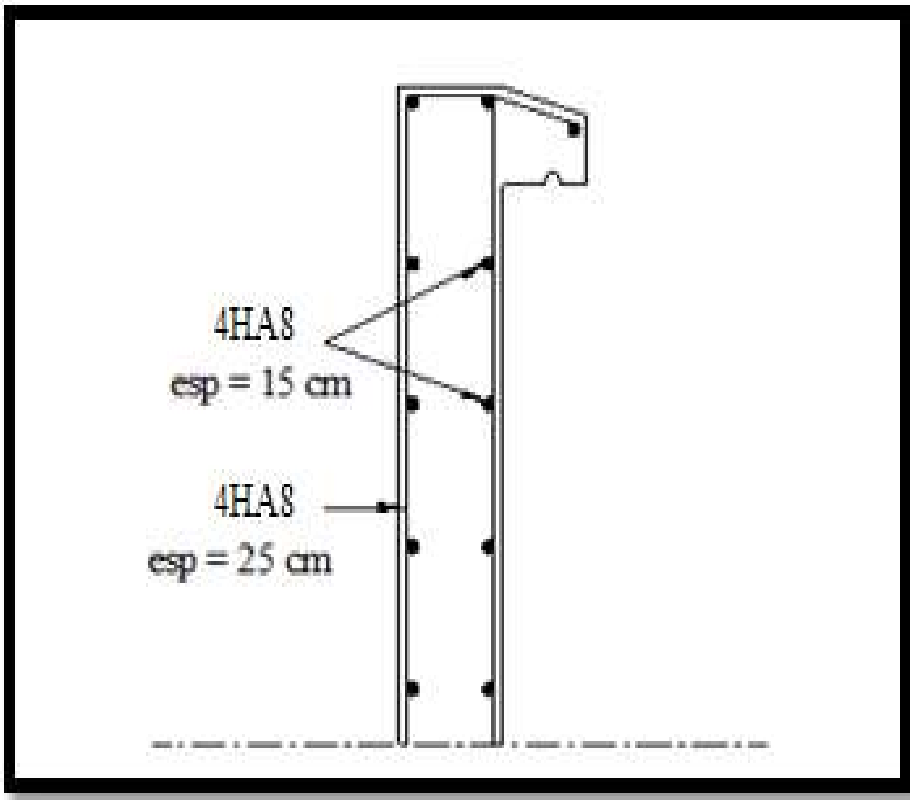


Figure III. 3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Les escaliers:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

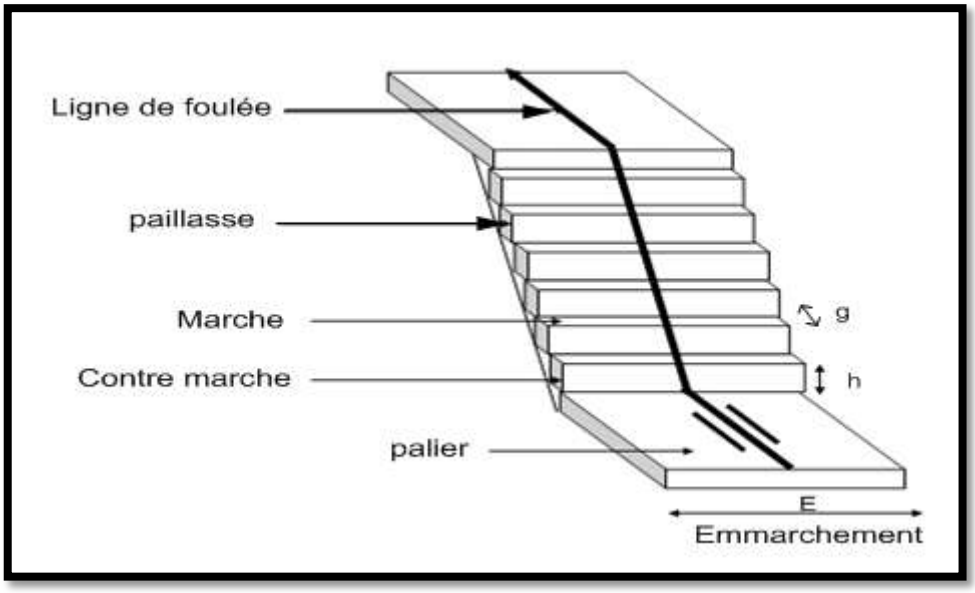


Figure III. 4 : Représentation d'un escalier

III.2.2. Dimensionnement:

On a un seul type d'escalier droit . Le schéma statique d'escalier et comme suit:

*Etage courant :

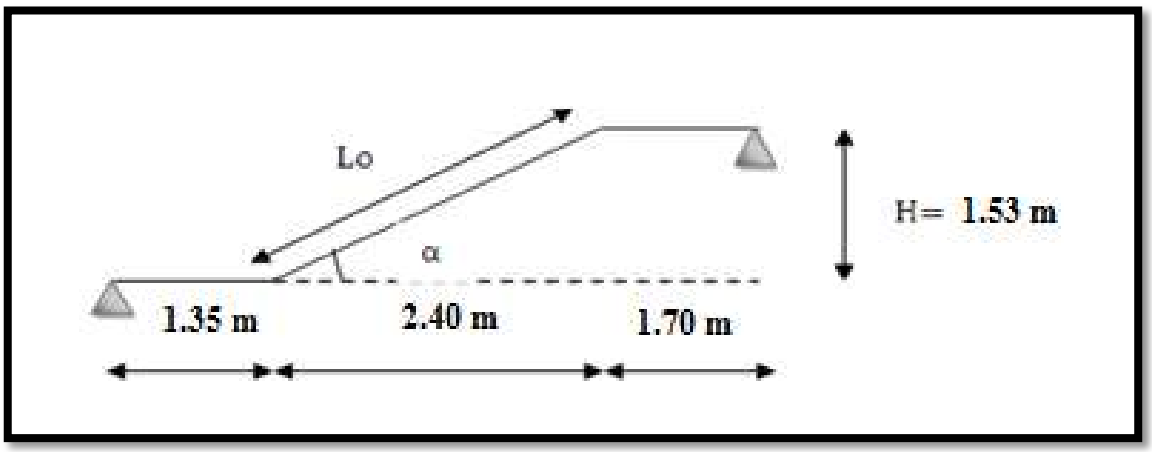


Figure III. 5 : schéma statique d'escalier de l'étage courant

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59\,\text{cm} \le g + 2h \le 66\,\text{cm}$

Il porte deux paliers et une paillasse.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

On pose: $x = g + 2h \Rightarrow 2H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$

$$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0$$

Pour la formule générale: $59\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$ on prend $g + 2h = 64\,cm$

$$64.n^2 - (64 + 2\times153 + 240).n + 2\times153 = 0$$

$$64n^2 - 610.n + 306 = 0 \quad \Rightarrow n = 9$$

Nombre de marches: n - 1 = 8

Nombre de contres marches: n = 9

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\,cm$

Le giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\,cm$

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

Angle d'inclinaison "α": $tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.517°$

$L_t = 545cm$

L'épaisseur de la paillasse "e_p":

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés on a:

$$\frac{L_t}{35} \le e_p \le \frac{L_t}{30} \Rightarrow 14.68\,cm \le e_p \le 17.16\,cm$$

Donc on prend: $e_p = 15\,cm$

*RDC

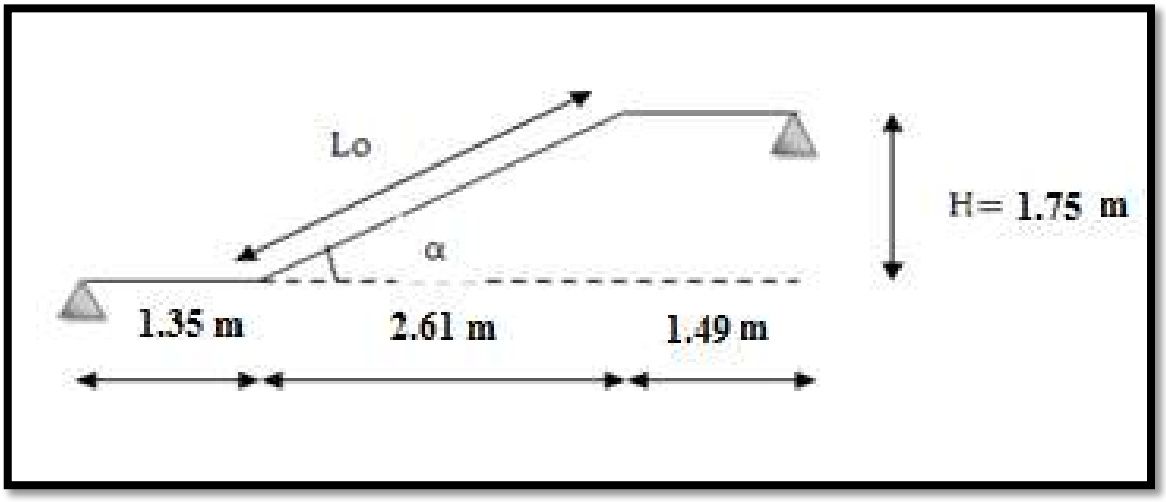


Figure III. 6 : Schéma statique d'escalier au niveau d'RDC.

Pour la formule générale: $59\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$ on prend $g + 2h = 64\,cm$

$$64.n^2 - (64 + 2\times175 + 261).n + 2\times170 = 0$$

$$64n^2 - 674.n + 370 = 0 \Rightarrow n = 10$$

Nombre de marches: $n - 1 = 9$

Nombre de contres marches: $n = 10$

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{175}{10} = 17.5cm$

Le giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{261}{9} = 29\,cm$

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

Angle d'inclinaison "α": $tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{175}{261} = 0.670 \Rightarrow \alpha = 33.822°$

$$L_t = 545\,cm$$

L'épaisseur de la paillasse "e_p":

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés on a:

$$\frac{L_t}{35} \le e_p \le \frac{L_t}{30} \Rightarrow 14.68\,cm \le e_p \le 17.16\,cm \qquad [7]$$

Donc on prend: $e_p = 15\,cm$

III- 2-2-1- Evaluation des charges et surcharges:

a-charges permanentes:

Tableau III- 4 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	14	0.28
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	20	0.40
Charge permanente				**5.41**

Tableau III- 5 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

Poids surfacique (kN/m^2)	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	
				EC	RDC
1	Carrelage	0.02	22	0.44	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.28	0.43
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.12	2.12
6	Enduit plâtre	0.02	14	0.28	0.28
Charge permanente				**8.06**	**8.21**

b-Surcharges d'exploitation:[3]

$Q= 2.5\ KN/m^2$

III.2.2.2. Détermination des sollicitations:

- **E.L.U:** $P_u = 1.35G + 1.5Q$
- **E.L.S :** $P_{Ser} = G + Q$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III- 6 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	5.41	2.5	11.05	7.91
Paillasse	8.06	2.5	14.26	10.56
Paillasse	8.21	2.5	14.83	10.71

III.2.2.3. Détermination des efforts:

a-Etage courant :

A l'E.L.U

Les réactions d'appuis:

$$\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A(1.35+2.4+1.7) - 11.05\times 1.35\left(2.4+1.7+\frac{1.53}{2}\right) - 14.26\times 2.4\left(\frac{2.4}{2}+1.7\right)$$

$$-11.05\times 1.7\left(\frac{1.7}{2}\right) = 0 \Rightarrow R_A = 34.93\,KN$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B(1.7+2.4+1.35) - 11.05\times 1.7\left(2.4+1.35+\frac{1.7}{2}\right) - 14.26\times 2.4\left(\frac{2.4}{2}+1.35\right)$$

$$-11.05\times 1.35\left(\frac{1.35}{2}\right) = 0 \Rightarrow R_B = 34.36\,KN$$

Effort tranchant:

Pour $0 \le x \le 1.35$ m: $T(x) = 34.93 - 11.05x$

Pour $1.35\text{ m} \le x \le 3.75$ m: $T(x) = 34.93 - 11.05(1.53) - 14.26(x - 1.35)$

Pour $3.75\text{ m} \le x \le 5.45$ m: $T(x) = 34.93 - 11.05(1.35) - 14.26(2.4) - 11.05(x - 3.75)$

Moment fléchissant:

Pour $0 \le x \le 1.35$ m: $\quad M(x) = 34.93x - 11.05\frac{x^2}{2}$

Pour : $1.35\text{ m} \le x \le 3.75$ m

$$M(x) = 34.93x - 11.05(1.35)\left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 14.26\left(\frac{x-1.35}{2}\right)^2$$

Pour $3.75\text{m} \le x \le 5.45$ m:

$$M(x) = 34.93x - 11.05(1.35)\left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 14.26(2.4)\left(x - 1.35 - \frac{2.4}{2}\right) - 11.05\frac{(x-3.75)^2}{4}$$

L'élément max se trouve dans l'intervalle: $1.35\text{m} \le x \le 3.75$ m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 34.93 - 11.05(1.35) - 14.26(x - 1.35) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.70\text{m}$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.70) = 57.34\,\text{KNm}$

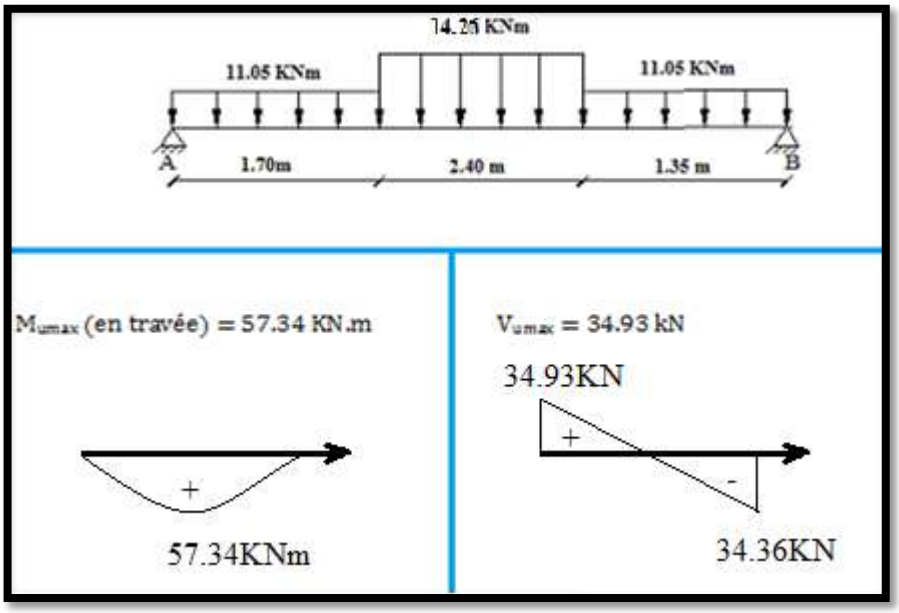


Figure III. 7 : Schéma statique des efforts du l'escalier (E.C) à l'E.L.U

A l'E.L.S:

Les réactions d'appuis:

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 25.13\,KN$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 24.70\,KN$$

Effort tranchant:

Pour $0 \le x \le 1.35$ m: $T(x) = 25.13 - 7.91x$

Pour $1.35\text{ m} \le x \le 3.75$ m: $T(x) = 25.13 - 7.91(1.35) - 10.56(x - 1.35)$

Pour $3.75\text{m} \le x \le 5.45$ m: $T(x) = 25.13 - 7.91(1.35) - 10.56(2.4) - 7.91(x - 3.75)$

Moment fléchissant:

Pour $0 \le x \le 1.35$ m: $M(x) = 25.13x - 7.91\frac{x^2}{2}$

Pour : $1.35\text{ m} \le x \le 3.75$ m

$$M(x) = 25.13x - 7.91(1.35)\left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 10.56\left(\frac{x - 1.35}{2}\right)^2$$

Pour $3.75\text{ m} \le x \le 5.45$ m

$$M(x) = 25.13x - 7.91(1.35)\left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 10.56(2.4)\left(x - 1.35 - \frac{2.4}{2}\right) - 7.91\frac{(x - 3.75)^2}{4}$$

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: $1.35\text{ m} \le x \le 3.75$ m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 25.13 - 7.91(1.35) - 10.56(x - 1.35) = 0 \Rightarrow x = 2.70\,m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.70) = 41.35\,KNm$.

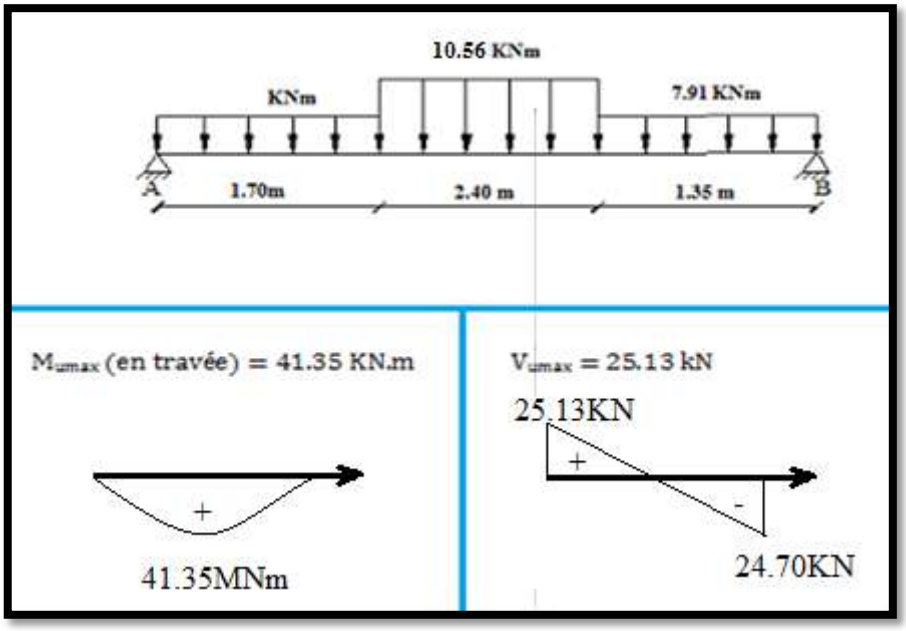


Figure III. 8 : Schéma statique des efforts du l'escalier (E.C) - l'E.L.S

b- RDC :

A l'E.L.U:

Les réactions d'appuis:

$$\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A(1..35+2.61+1.49)-11.05\times1.35\left(2.61+1.49+\frac{1.35}{2}\right)-14.83\times2.61\left(\frac{2.61}{2}+1.49\right)$$

$$-11.05\times1.49\left(\frac{1.49}{2}\right)=0\Rightarrow R_A=35.17\,KN$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B(1.35+2.61+1.49)-11.05\times1.49\left(2.61+1.35+\frac{1.49}{2}\right)-14.83\times2.61\left(\frac{2.61}{2}+1.35\right)$$

$$-11.05\times1.35\left(\frac{1.35}{2}\right)=0\Rightarrow R_B=34.92\,KN$$

Effort tranchant:

Pour $0 \le x \le 1.35$ m: $T(x)=35.17-11.05x$

Pour $1.35\text{ m} \le x \le 3.96$m: $T(x)=35.17-11.05(1.35)-14.83(x-1.35)$

Pour $3.96\ m \le x \le 5.45\ m$:

$$T(x) = 35.17 - 11.05(1.35) - 14.83(2.61) - 11.05(x - 3.96)$$

Moment fléchissant:

Pour $0 \le x \le 1.35\ m$:

$$M(x) = 35.17x - 11.05\frac{x^2}{2}$$

Pour $1.35m \le x \le 3.96m$:

$$M(x) = 35.17x - 11.05(1.35)\left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 14.83\left(\frac{x - 1.35}{2}\right)^2$$

Pour $3.96\ m \le x \le 5.45\ m$:

$$M(x) = 35.17x - 11.05(1.35)\left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 14.83(2.61)\left(x - 1.35 - \frac{2.61}{2}\right) - 11.05\frac{(x - 3.96)^2}{4}$$

L'élément max se trouve dans l'intervalle: $1.35m \le x \le 3.96\ m$.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 35.17 - 11.05(1.35) - 14.83(x - 1.35) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.71m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.71) = 58.10.KNm$

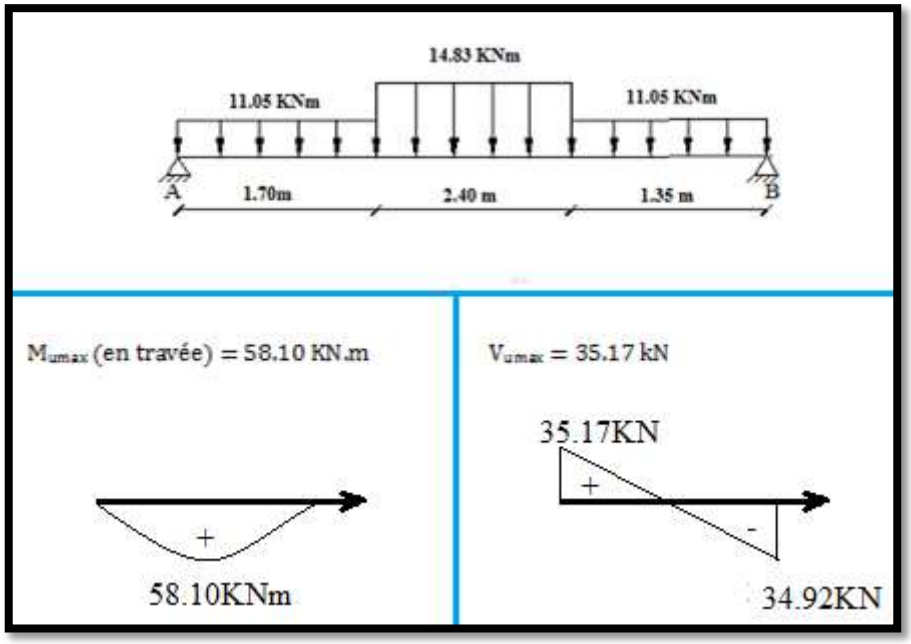


Figure III. 9 : Schéma statique des efforts du l'escalier (RDC) à l'E.L.U

A l'E.L.S:

Les réactions d'appuis:

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 25.30KN$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 25.11KN$$

Effort tranchant:

Pour $0 \le x \le 1.35$ m: $T(x) = 25.30 - 7.91x$

Pour $1.35\text{ m} \le x \le 3.96$ m: $T(x) = 25.30 - 7.91(1.6) - 10.71(x - 1.35)$

Pour $3.96\text{m} \le x \le 5.45\text{m}$:

$$T(x) = 25.30 - 7.91(1.35) - 10.71(2.61) - 7.91(x - 3.96)$$

Moment fléchissant:

Pour $0 \le x \le 1.6$ m: $M(x) = 25.30x - 7.91\frac{x^2}{2}$

Pour $1.35\text{m} \le x \le 3.96\text{m}$: $M(x) = 25.30x - 7.91(1.6)\left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 10.71\left(\frac{x-1.35}{2}\right)^2$

Pour3.96m≤x≤5.45m :

$$M(x)=25.30x-7.91(1.35)\left(x-\frac{1.35}{2}\right)-10.71(2.61)\left(x-1.35-\frac{2.61}{2}\right)-7.91\frac{(x-3.96)^2}{4}\text{ La}$$

position du moment max se trouve dans l'intervalle: 1.6 m ≤ x ≤ 4.3 m.

$$\frac{dM(x)}{dx}=T(x)=0\Rightarrow 25.25-7.91(1.6)-10.71(x-1.6)=0\Rightarrow x=2.77\,\text{m}$$

D'où: $M_{max}=M(x=2.77)=41.88\,\text{KNm}$

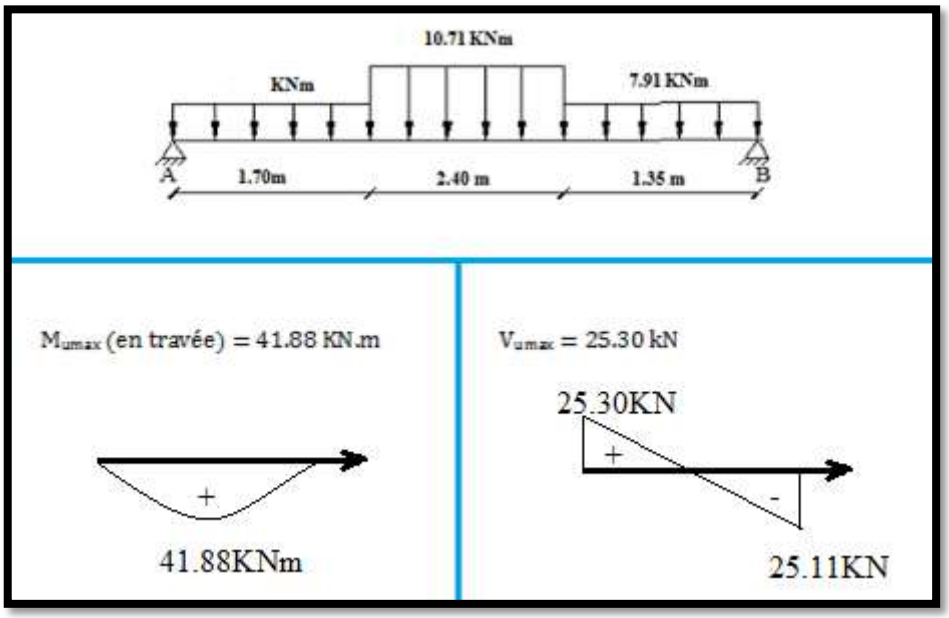


Figure III. 10 : Schéma statique des efforts du l'escalier (RDC) à l'E.L.S.

III- 2-2-4- Ferraillage des escaliers:

le moment maximum égal a : 58.10 KN.m .

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

Moment en travée: $M_t=0.85M_{max}=0.85\times 58.10=49.38\text{KN m}$

Moment en appuis: $M_a=0.6M_{max}=0.6\times 58.10=34.86\text{KN m}$

III- 2-2-4-a- Les armatures principales:

Béton: $f_{c\,28}$ = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; $f_{t\,28}$ = 2.1 MPa

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13.5 cm.

Acier: FeE400 . Fe = 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III- 7 : Schéma statique des efforts du l'escalier (RDC) à l'E.L.U.

	M_u KNm	μ	α	β	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
En travée	49.38	0.19	0.2658	0.894	11.76	0	1.35	8 Φ 14
								12.31
En appuis	34.86	0.135	0.1835	0.927	8.00	0	1.35	8 Φ 12
								9.05

Condition de non fragilité: [1]

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

En travées: $A = 12.31 cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 135}{1000} = 1.35 cm^2$ (c.v)

En appuis: $A = 9.05 cm^2 \geq A_{min} = 1.35 cm^2$ (c.v)

III- 2-1-4-b- Les armatures de répartition: [1]

En travées: $A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.31}{4} = 3.08 cm^2$ on adopte:

4 Φ 10 = 3.14 cm² / esp = 25 cm.

En appuis: $A_r = \frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 cm^2$

on adopte: 4 Φ 8 = 3.01 cm² / esp = 25 cm.

Vérification de l'espacement: [1]

Pour les armatures longitudinales:

En travées: $S_t = 12.5 cm < Min[3h = 45 cm ; 33 cm] = 33 cm$ (c.v)

En appuis: $S_t = 12.5 cm < Min[3h = 45 cm ; 33 cm] = 33 cm$ (c.v)

Pour les armatures de répartitions:

En travées: $S_t = 25 cm < Min[4h = 60 cm ; 45 cm] = 45 cm$ (c.v)

En appuis: $S_t = 25 cm < 45 cm$ (c.v)

Vérification de l'effort tranchant: [1]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07\times\frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{35.17\times10^3}{1000\times135} = 0.26\,MPa$$

Donc $\tau_u = 0.26\,MPa \le \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ (c.v)

III- 2-2-5- Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la contrainte de béton " σ_b ".

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa \quad [2]$$

En travées:

A = 12.31 cm²

$$M_{ser} = 0.85\times(41.88) = 35.60\,KNm$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a: $50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 5.45\,cm$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-c')^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 17361.73cm^4$$

D'où: $\sigma_b = \frac{35.60\times10^6}{17361.73\times10^4}\times54.5 = 11.17\,MPa$

$$\sigma_b = 11.17\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \quad (c.v).$$

En appuis:

A = 9.05 cm²

$M_{ser} = 25.13\,KNm$; y = 4.85cm ; I = 13959.95 cm²

$$\sigma_b = \frac{25.13\times10^6}{13959.95\times10^4}\times 48.5 = 8.73\,\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 8.73\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa} \quad \text{(c.v)}$$

Vérification de la flèche:

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

$$1\text{-}\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{261} = 0.057 \geq \frac{49.38}{20\times58.10} = 0.042 \quad \text{(c.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0570. \leq 0625 \quad \text{(c.n.v)}$$

$$3\text{-}\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{12.31}{100\times13.5} = 0.009 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{(c.n.v)}$$

Calcul de la flèche des escaliers: [1]

Dans le calcul des poutres simplement appuyées ou continues et des bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée, on a:

- pour les flèches aux charges instantanées:

$$F_i = \frac{M_t.L^2}{10E_iI_{fi}} \quad \text{avec} \quad E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{1/3}$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \quad \text{avec} \quad \lambda_i = \frac{0.05\,f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\begin{cases} \mu = 1 - \dfrac{1.75\,f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} & \text{si} \quad \mu \geq 0 \\ \mu = 0 & \text{si} \quad \mu \leq 0 \end{cases}$$

- pour les flèches aux charges de longues durées:

$$F_v = \frac{M_t.L^2}{10E_v.I_{fv}} \quad \text{avec} \quad E_v = \frac{E_i}{3} \quad \text{et} \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v.\mu} \quad \text{et} \ \lambda_v=(2/5)\,\lambda_i$$

L: longueur de travée.

I_0: le moment statique de la section totale homogène.

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction en" MPa ".

σ_s: la contrainte de traction effective de l'armature $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 dA}$ [2]

ρ: le pourcentage d'armature égal à: $\frac{A}{b_0.d}$

M: moment de service maximal dans la travée " M_{ser} ".

- pour les consoles, les flèches aux extrémités seront:

$$F_{i\,ouv} = \frac{M_t.L^2}{4E_{i\,ou\,v}.I_{fi\ ou\ fv}}$$

- pour les éléments supports sur deux appuis:

$$\begin{cases} \overline{F} = \frac{L}{500} & \text{si} \quad L \le 5m \\ \overline{F} = 0.5 + \frac{L}{500} & \text{si} \quad L > 5m \end{cases} \quad \textbf{[1]}$$

- pour les éléments supports en console:

$$\overline{F} = \frac{L}{250} \quad \text{si} \quad L \le 2m \quad \textbf{[1]}$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 9.07\,m$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3 + 15A(y-d)^2\right] = 1.53.105 cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = 0.0091 \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 dA} = 217.92\ Mpa$$

Ainsi que: $\mu = 1 - \frac{1.75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.633$

Tableau III- 8 :Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KNm)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
12.31	35.60	0.0091	217.92	0.633	9.07	1.53*105
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
68387.83	106224.14	4.81	9.28	4.47	5.95	c.v

III.2.3. Calcul de la poutre palière:

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

III.2.3.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =3.00m

L/15 ≤ h ≤ L/10 ; 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

L = 3.00 m => 20 ≤ h ≤ 30 => h = 30 cm

L = 3.00 m => 9 ≤ b ≤ 21 => b = 30 cm

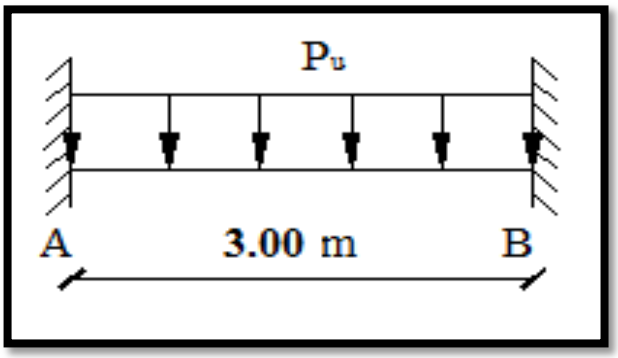


Figure III. 11 : Dimension de la poutre palière

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:**

$b = 30cm \geq 20cm.$ (C.V)

$h = 30cm \geq 30cm.$ (C.V)

$h/b = 1 < 4$ (C.V)

III.2.1.2. Charges revenants à la poutre:

$R_u = 21.503kN$; $Rser = 15.457kN$

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25 kN/ml.

Poids de la double cloison : 1,35 x 2,52 = 2.72 kN/ml

$G_T = 4.97kN$

Donc: $P_u = 1.35 \times G_T + R = 1,35x\ 4.97 + 21,503 = 28,212$ kN/ml

$P_{ser} = G + R = 4,97 + 15,457 = 20,36$ kN/ml.

III.2.3.3. Calcul des efforts:

- $R_A = R_B = PL/2$

M_{max} (Appuis) $= M_A = M_B = PL^2/12$

M_{max} (Travée) $= PL^2/24$

A .L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = 40.907$ kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 40.907$ kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) =9.886 KN.m et M_{max} (Appuis) =19.772 kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = 29.522kN$

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 29.522kN$

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 7.134 kN.m et M_{max} (Appuis) = 14.268 kN.m

III.2.3.4. Ferraillage de la poutre palière:

- **Armatures longitudinales:**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

b=30cm, h=30cm, d=27cm, c=3cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau III- 9 : Ferraillage de la poutre palière

	M(kN.m)	μ	β	A(cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adp} (cm²)	A (cm²)
En travée	9.886	0.032	0.984	1.07	0.9	**3HA12**	3.39
En appuis	19.772	0.064	0.967	2.17	0.9	**3HA12**	3.39

III.2.3.5. Vérifications:

a) à L'ELS :

Tableau III- 10 :Vérification à l'ELS de la poutre palière

	M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm³)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	7.134	3.39	23476.720	0.030	8.021	2.41	C.V
appuis	14.268	3.39	23476.720	0.060	8.021	4.81	C.V

b) RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

$A_{min} = 0{,}5\%$ bh

$A_{max} = 4\%$ bh zone courante

$A_{max} = 6\%$ bh zone de recouvrement

Tableau III- 11 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière

	A(cm^2)	A min=4.5cm²	A max=36cm²	Correction
Travée	3.39	C.N.V	C.V	**4HA12=**4.52 cm²
appuis	3.39	C.N.V	C.V	**4HA12=**4.52 cm²

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{40{,}907.10^3}{300.270} = 0{,}505\,\text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0{,}505\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ (C.V)

c.1 .Vérification des armatures longitudinales :

$A_l \geq (\gamma_s . Vu/f_e) \Longrightarrow 4.52\ cm^2 \geq 1.17 cm^2$ (C.V)

c.2. Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\,0.9d\right] = 24.3\,\text{cm}$$

$V_u = 40{,}907\ \text{kN} < 486\ \text{kN}$ (C.V)

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8{,}57\ ;\frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 14\right] = 8{,}57mm$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm},\ a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}5024cm^2$$

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

$A_t = 2{,}009\ cm^2$,$A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min[0{,}9d;40cm] = 24{,}3\,\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1.15)}{30(0{,}505 - 0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq \text{-}98{,}57\ \text{cm}$$

d.1. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t = 2{,}01cm^2 \geq A_{\min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 243}{235} = 1{,}24cm^2$$ (C.V)

d.2.Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$S_t \leq [h/4; 12Ø_l]$

$S_t \leq$ Min [7,5; 16,8] $= 7,5$cm en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 15$cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- $S_t = 7$cm (zone nodale)

- $S_t = 15$cm (zone courante)

$A_{t\,min} = 0,003.S_t.b \leq A_t$

$0,003.15.30 = 1.35\ cm^2 < 2.01\ cm^2$ (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0,100 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{L} = 0,100 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.100 \quad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4,52}{30 \times 27} = 0.00558 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{(C.V)}$$

✓ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées

III.3.Plancher corps creux :

Généralement le plancher est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

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

$$a1 \leq 20 \text{ cm}$$

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

$$a2 \leq 33 \text{ cm}$$

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par : $A_{\perp}$

$$\begin{cases} \geq 200/fe(MPa) & \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} \geq 0.02.L.\dfrac{200}{f_e} = \dfrac{4.L}{f_e} & \text{si } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

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

$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02.L.\dfrac{200}{f_e} = \dfrac{4.L}{f_e} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0.98 \text{cm}^2$, esp = 20 cm.

$A_{//} = 4\varphi 5 = 0.78 \text{cm}^2$, esp = 25 cm

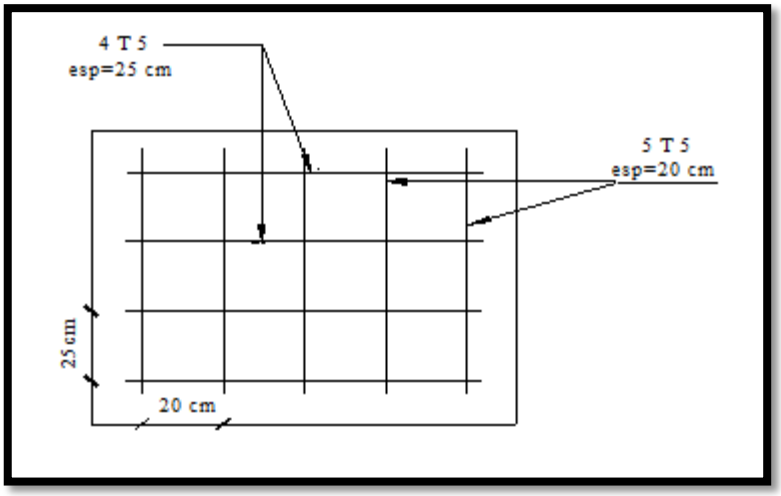


Figure III. 12 :Disposition des armatures de la table de compression.

III.3.2.Les poutrelles :

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

Avant coulage.

- ✓ Après coulage.

a.Avant coulage :

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

- ❖ son poids propre.
- ❖ le poids de corps creux (entrevous).
- ❖ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

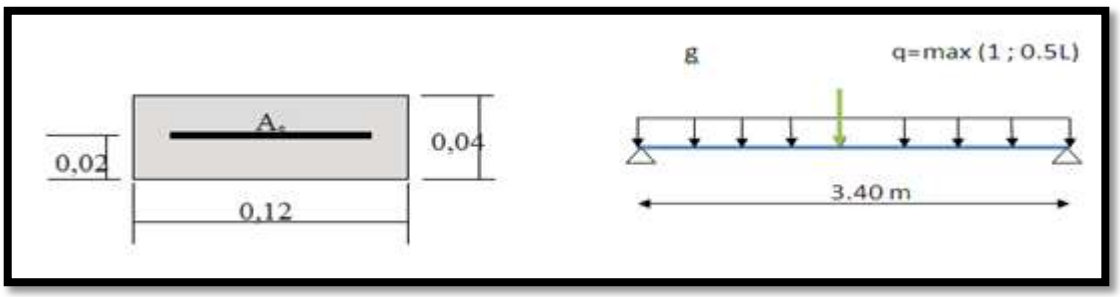


Figure III. 13 : Schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III- 12 : charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
3.30	1.65	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III- 13 : Calcul des moments

$M_G(kN.m)$	$M_Q(kN.m)$	$M_U(kN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 1.04$	$\frac{QL}{4} = 1.36$	1.35MG+1.5MQ=3.444

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{3.444 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 30^2} = 2.246 > \mu L = 0.372$$

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

- **Calcul des étaiements:**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "**μ**" pour la comparer avec "$\boldsymbol{\mu_l}$", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

- Pour un seul étai au milieu :

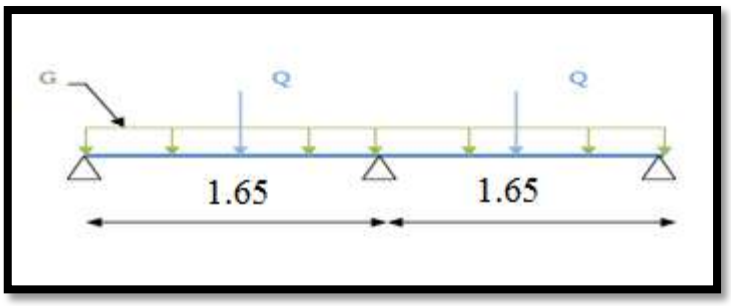


Figure III. 14 : Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.825 kN] = 1 (kN)

$M_G = 0.262\,(kN.m)$

$M_Q = 0.412\,(kN.m)$

$M_u = 0.972\,(kN.m)$

$$\mu = \frac{0.972\times10^3}{0.12\times14.2\times(30)^2} = 0.633 > \mu_1 = 0.372 \quad \text{(C.N.V)}$$

On ajoute un autre étaiement.

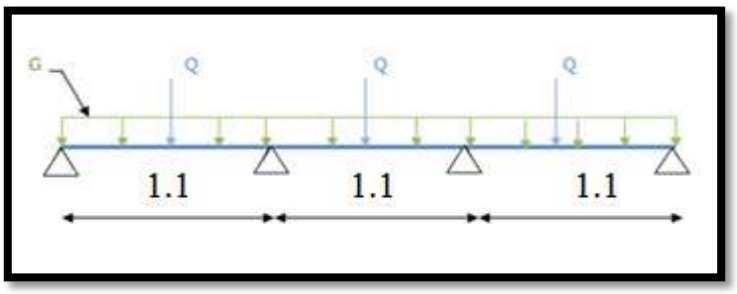


Figure III. 15 : Travée avec deux étais espacés de 1.10 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.550 kN] = 1.00(kN)

$M_G = 0.116\,(kN.m)$

$M_Q = 0.275\,(kN.m)$

$M_u = 0.569\,(kN.m)$

$$\mu = \frac{0.569\times10^3}{0.12\times14.2\times(30)^2} = 0.371 < \mu_l = 0.372 \quad (C.V)$$

Alors il faut prévoir deux étaiements le long de la travée espacés de 110 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 2.80*0.65= 1.82 (kN/ml)
- Q =1*0.65=0.65 (kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=3.432 (kN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.
4 types de poutres continues sont à envisager :

- Type-1- : Poutrelle à 2 travées.
- Type-2- : Poutrelle à 3 travées.
- Type-3- : Poutrelle à 4 travées.
- Type-4- : Poutrelle à 7 travées

b.1.Méthode de calcul :

Pour ce bloc on utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

b.1.1. conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

***Conditions concernant la charge d'exploitation :**

** charges uniformément réparties :

$$Q \leq \text{Min}\,(2.G \text{ et } 5\ kN/m^2)$$

** charges concentrées :

$$P \leq \text{Min } (Q/4 \text{ et } 2 \text{ kN})$$

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

-le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

-le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$$

***Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

b.1.2. Exposé de la méthode :

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

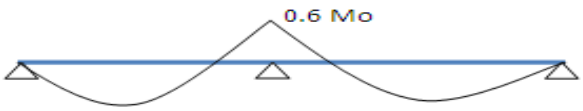
Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

* Mt + ((Mw+Me)/2) ≥ Max (1.05Mo et (1+0.3 α) Mo)

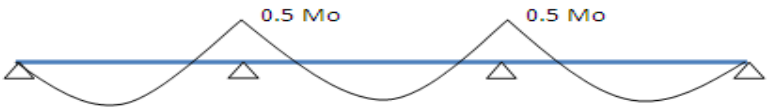
*Mt ≥ { ((1.2+0.3 α)/2).Mo pour les travées de rive.
((1+0.3 α)/2).Mo pour les travées intermédiaire.

* les moments d'encastrements des appuis :

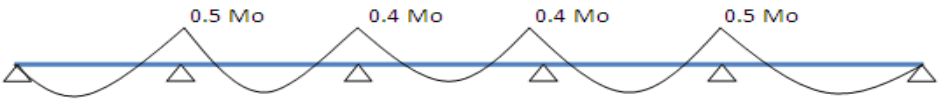
** Ma ≥ 0.6 Mo cas des poutres à 2 travées.



** Ma ≥ 0.5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



** Ma ≥ 0.4 Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

1) Mo : moment isostatique ($Mo=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma=0.2 Mo).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+((Mw-Me)/L)

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0.85 Mo

Ma=Mb=-0.5 M

b.1. 3.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III- 14 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.54*0.65=4.251	1*0.65=0.650	6.713	4.901
Plancher courant	6.00*0.65=3.900	1.5*0.65=0.975	6.727	4.875

b.1.4.Sollicitations de calcul :

1^{ier} type :

E.L.U :

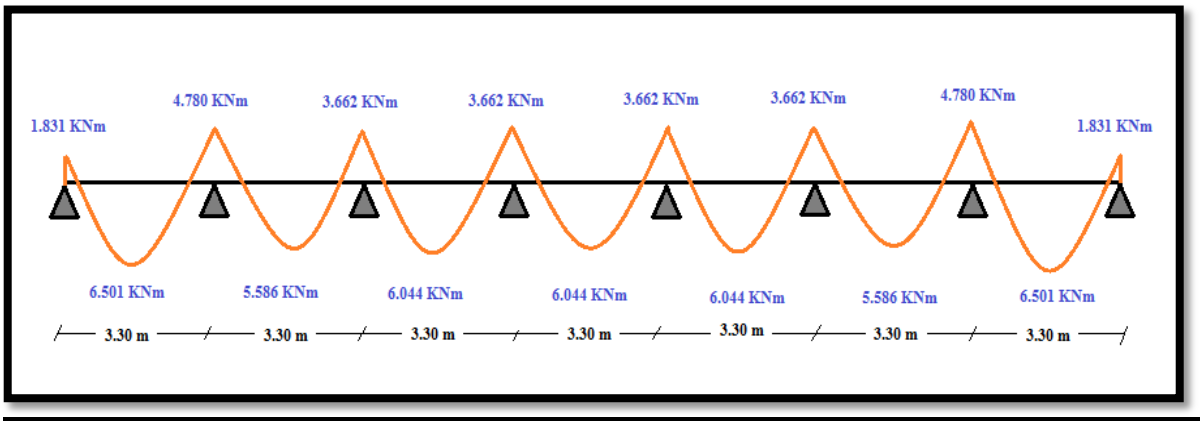


Figure III. 16 : Diagramme des moments du 1^{ier} type des poutrelles à l'ELU

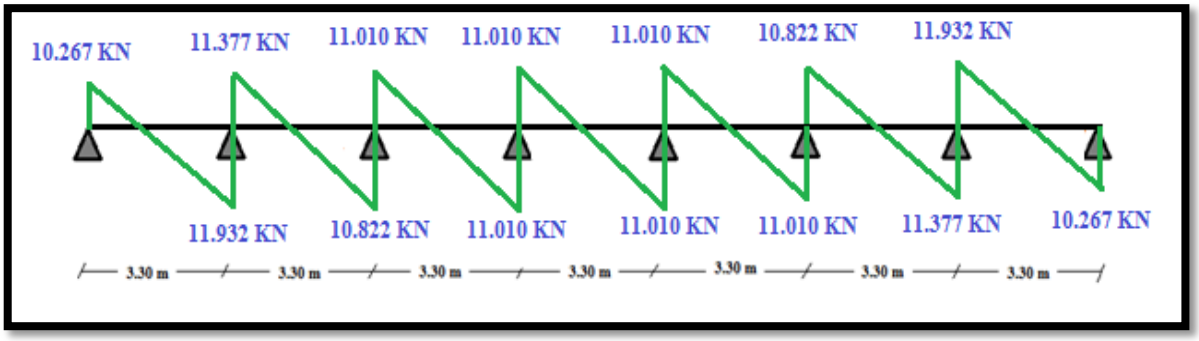


Figure III. 17 : Diagramme des efforts tranchants du 1^{ier} type des poutrelles l'ELU

E.L.S :

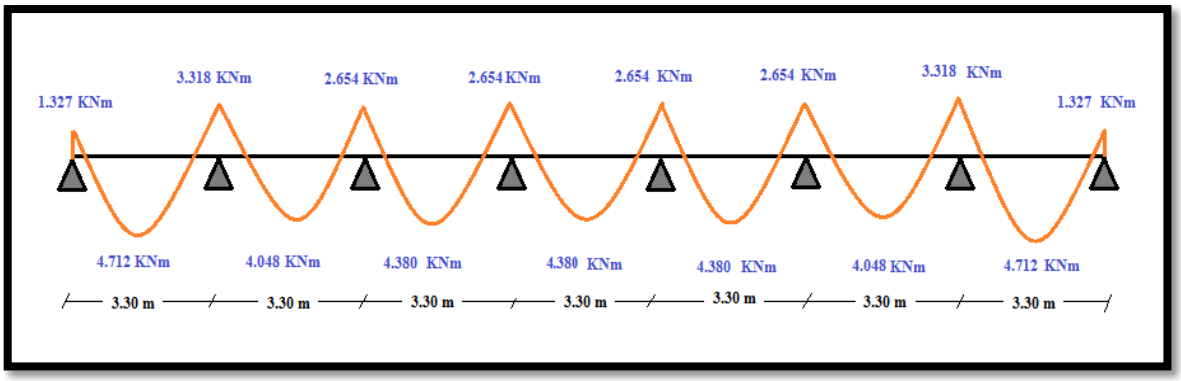


Figure III. 18 : Diagramme des moments du 1^{ier} type des poutrelles à l'ELS

2^{éme} type :

E.L.U :

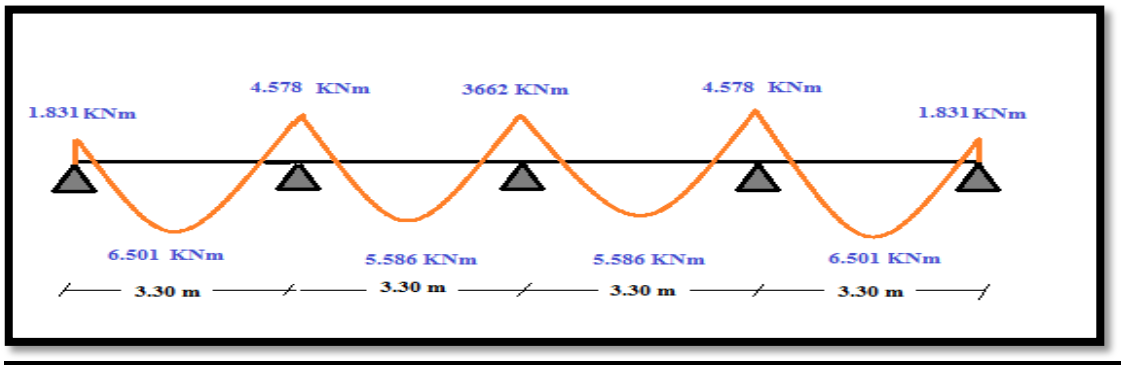


Figure III. 19 : Diagramme des moments du 2^{éme} type des poutrelles à l'ELU

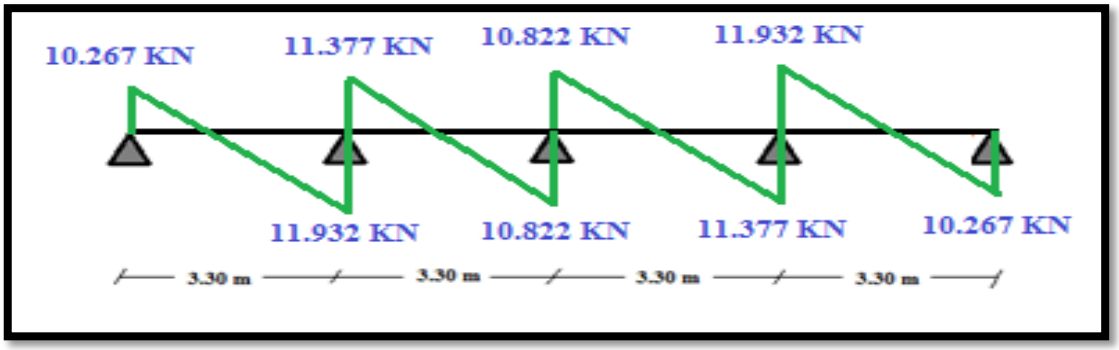


Figure III. 20 : Diagramme des efforts tranchants du 2éme type des poutrelles à l'ELU

E.L.S :

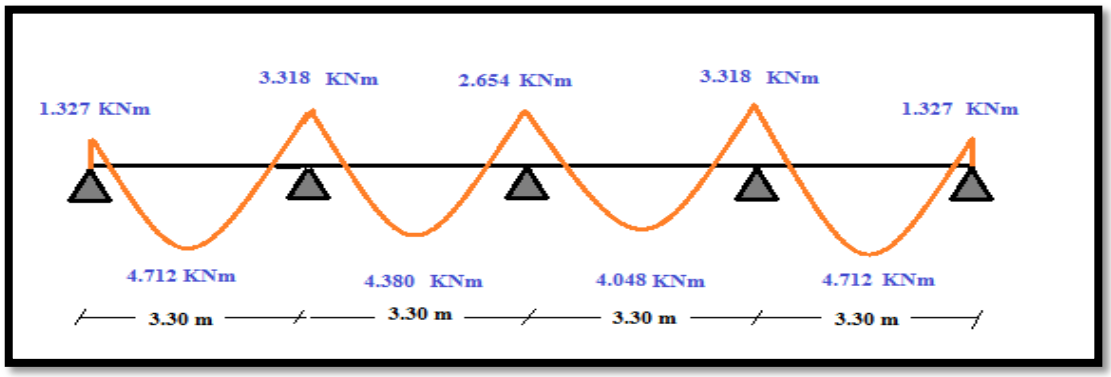


Figure III. 21 : Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles à l'ELS

3ème type :

E.L.U :

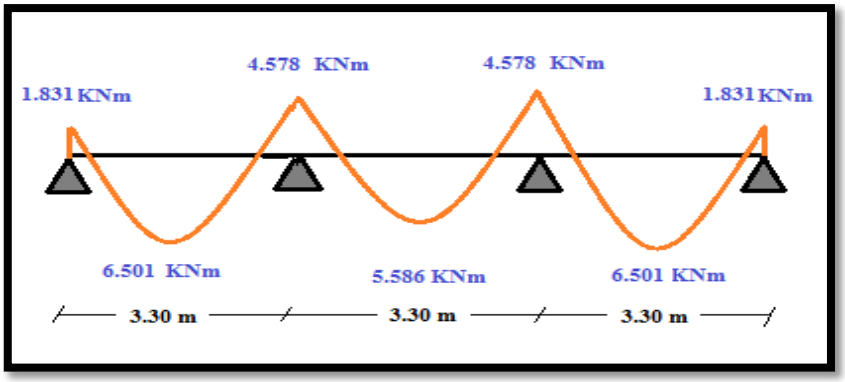


Figure III. 22 : Diagramme des moments du .3éme type des poutrelles à l'ELU

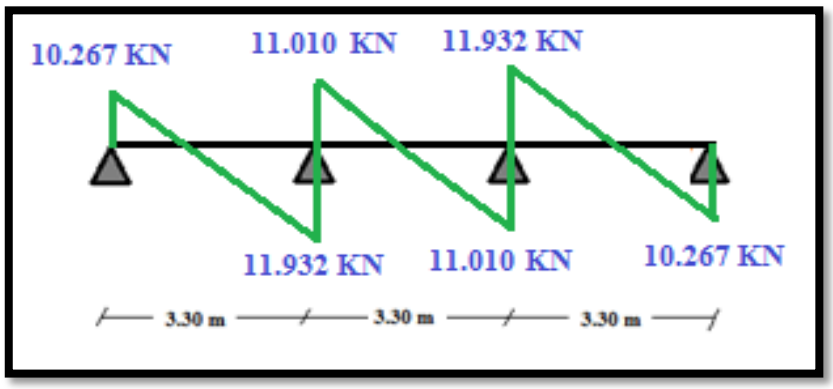


Figure III. 23 : Diagramme des efforts tranchants du 3ème type des poutrelles à l'ELU

ELS :

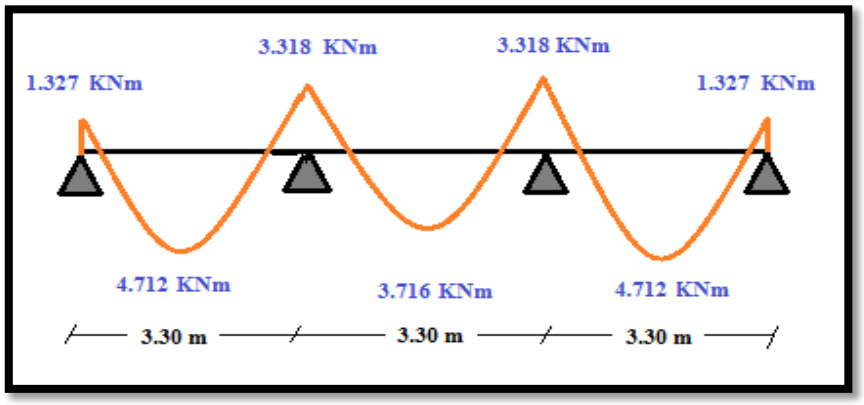


Figure III. 24 : Diagramme des moments du 3ème type des poutrelles à l'ELS

4ème type :

E.L.U

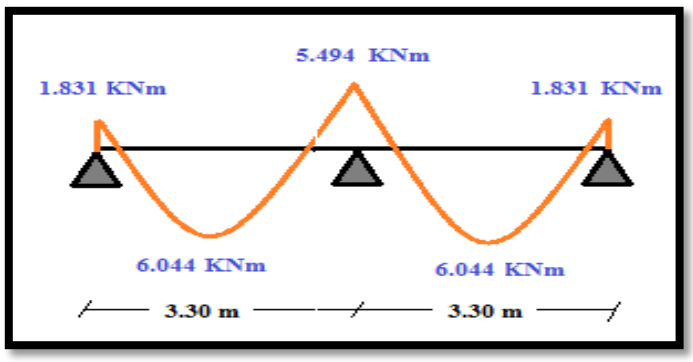


Figure III. 25 : Diagramme des moments du 4ème type des poutrelles à l'ELU

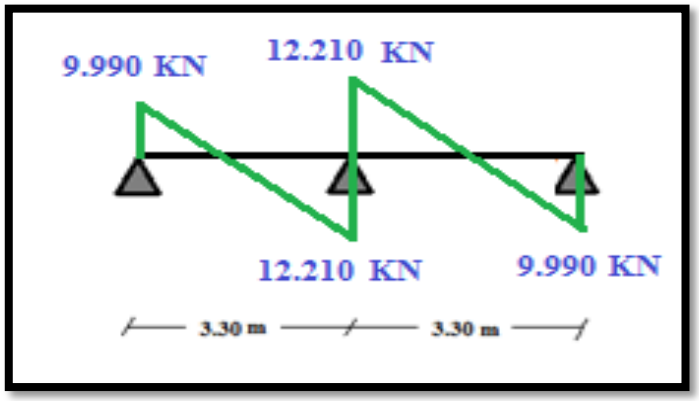


Figure III. 26 : Diagramme des efforts tranchants du 4ème type des poutrelles à l'ELU

ELS :

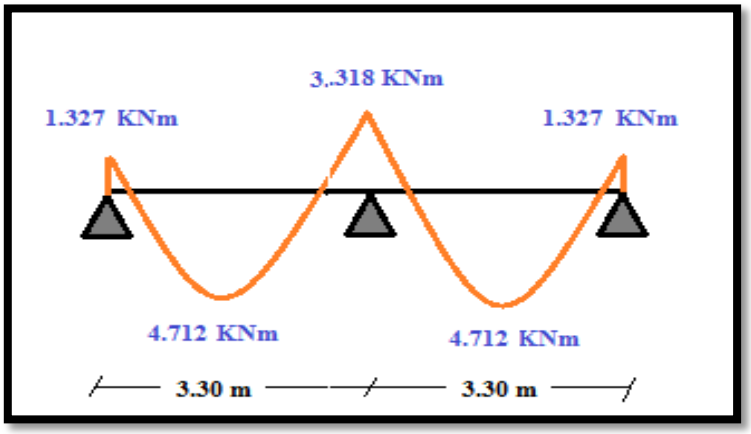


Figure III. 27 : Diagramme des moments du 4ème type des poutrelles à l'ELS

b.1. 5.Récapitulations :

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

Tableau III- 15 : Récapitulations des efforts internes

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	5.494	6.501	12.210	3.982	4.712
référence	Type-1-	Type-2.3.4-	Type-1-	Type-1-	Type-2.3.4-

b.1.6.Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

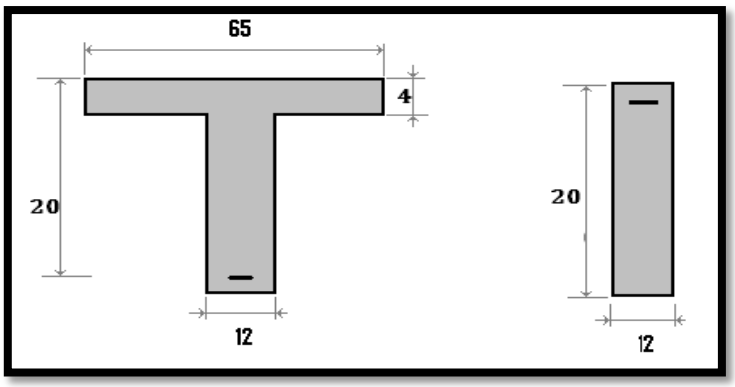


Figure III. 28 : Sections considérées pour le calcul des ferraillages
En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable

Tableau III- 16 : calcul des armatures

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	6.501	5.494
	M_0 (kN.m)	Mo=b.ho.σb $_{adm}$.(d-ho/2)=65.10^{-2}.40.14,2.(180-40/2) =59.072(kN.m)	
		$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0.022	0.099
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.989	0.947
	A´ (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.05	0.89
	Amin (cm^2)	1.30	0.24
	Le choix	3HA10=2.35	2HA10=1.57

Tableau III- 17 : vérification des armatures

Vérification a ELS	M_{ser} (kN.m)	4.712	3.982
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.909	6.669
	I_G ($\mathbf{cm^4}$)	14144.692	4210.051
	K (N/$\mathbf{cm^3}$)	33.31	94.58
	σ_b (MPa)	1.30	6.31
	$\boldsymbol{\sigma}_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III- 18 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10=2.35	Aa=2HA10=1.57

- Pour les appuis des poutrelles en utilisant les armatures de montage de barre de ϕ 8

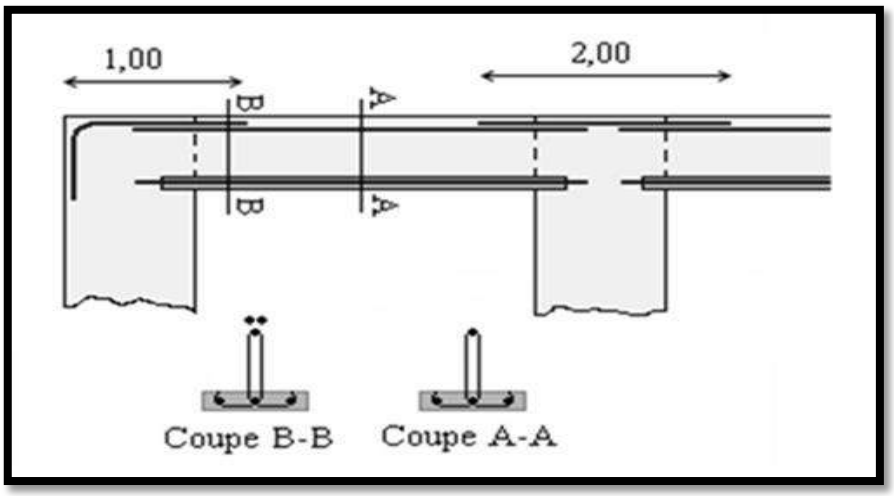


Figure III. 29 : Disposition constructive des armatures

- **Armatures transversales :**

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

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71;\ 12;\ 14]$

On adopte: ϕ_t = 5mm.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0{,}19\text{cm}^2$; $n_t = 2$

$A_t = a_t.n_t = 0{,}39\text{cm}^2$

- **Espacement:**

$S_t \leq min[0.9\,d\,,\,40\,\text{cm}] = 16.2\text{cm}$

$A_{t\,min} \leq 0.003 S_t.b$ =3.159 cm² **RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 10{,}83\text{cm}$$, on adopte: S_t = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

$$* \quad \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0.39\times 10^2}{120\times 150} = 0.0021 \geq \frac{1.15(0{,}565 - 0.3\times 2.1\times 1)}{0.9\times 400\times(0+1)} = 0{,}00021 \text{ (C.V)}$$

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.15}{400} = 0.18cm^2$$

$A_t = 0{,}39\text{cm}^2 \geq A_{tmin} = 0{,}18\text{cm}^2$ (C.V)

Tableau III- 19 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ5	15cm

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau u = \frac{T}{b * d} = \frac{12.210 * 10^3}{120 * 180} = 0.565\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

- **vérification au voisinage de l'appui**:

Appui de rive: M_u = 6.501kN.m > $0{,}9V_u$d= 2. kN.m

Aucun prolongement à faire.

- **vérification de la compression dans la bielle de béton**:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2\,;\, 0.9\times 18\right] = 16.2\text{cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 23.309\text{kN} \le 0.4\times\left(\frac{25}{1.5}\right)\times 120\times 162 = 129.60\,\text{kN} \qquad \text{(C.V}$$

- **vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis**:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times 23.309\times 10^3}{120\times 162} = 2.39\,\text{MPa} < 1.3\times\frac{25}{1.5} = 21.667\,\text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

$$A = 3{,}08\,\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times 23.309\times 10^3}{400} = 0.67\text{cm}^2 \qquad \text{(C.V)}$$

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

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

Tableau III- 20 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \le 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 3.30 = 0.06 Mt/(15 Mo)= 6.501/(15*9.157)=0.047	ρ=At/(bo*d)=2.35 /(12*18)=0.0108 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
C.V	C.N.V

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche :

M_{ser} = 8.287kN.m , $\rho = \frac{A}{b_0\cdot d} = \frac{2.35}{12.18} = 0.0108$

ρ = 1.08 % $\Rightarrow \beta_1 = 0.857$ (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser}\cdot 10^3}{\beta_1\cdot d\cdot A} = 129.982$ MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0108} = 3.806$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.522$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0108 \cdot 129.982 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.476$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) h_0 + 15A} = 7.097 cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 20003.237 cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 7.826 * 10^3\ cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 12.759 * 10^3\ cm^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; $E_v = 1/3\ E_i = 10721.398$MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{4.712 * 3.30^2 * 10^8}{10.(32164.195 * 7826)} \Rightarrow f_i = 2.038\ mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{4.712 * 3.30^2 * 10^8}{10.(10721.398 * 12759)} \Rightarrow f_v = 3.751\ mm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t\ 3.751 - 2.038 = 1.713$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{3300}{500} = 6.60$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 1.713 mm < f_{Limite} = 6.60$ mm

Tableau III- 21 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
4.712	2.35	7.097	0.0108	0.857	129.982	0.476	3.806	1.522
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
20003.237	$7.826*10^3$	$12.759*10^3$	3.30	2.038	3.751	1.713	6.60	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

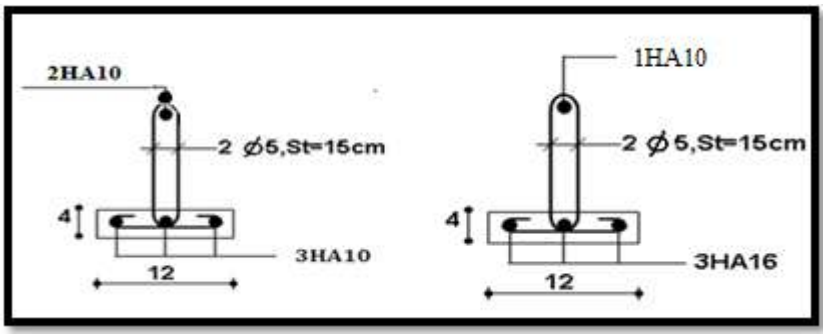


Figure III. 30 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.4. Les dalles pleines :

On distingue 3 types :

- Type 1 : dalle pleine rectangulaires encastrée sur2 cotés de (0.80*1.80) m²
- Type2 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur3 cotés de (1.00*2.20) m²
- Type 3 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotés de (1.00*3.70) m²

On va étudier les trois cas par la méthode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

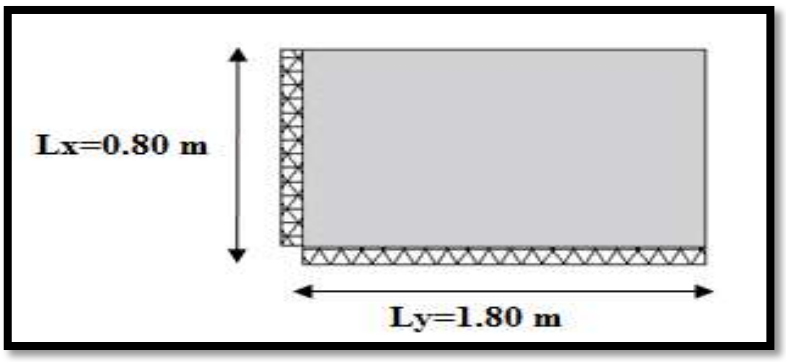


Figure III. 31 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés

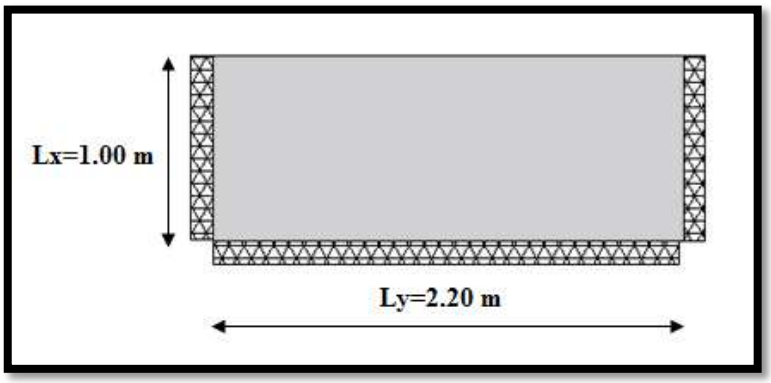


Figure III. 32 : Figure 1 Dalles pleine rectangulaire encastrée sur3 cotés

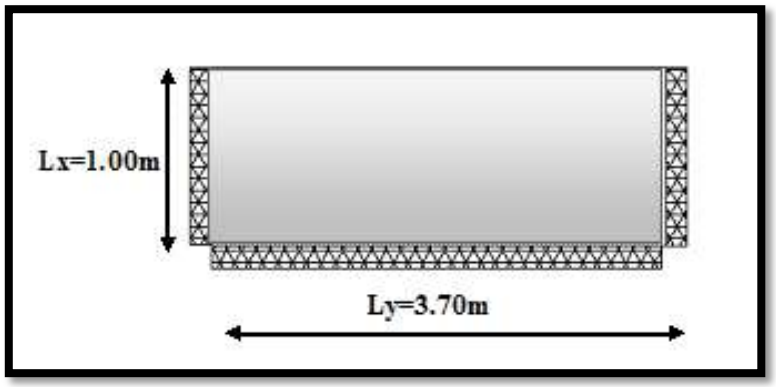


Figure III. 33 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur3 cotés

III.4.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture

III.4.1.1.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour touts les cas de charges, touts les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (T_{ext}) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (T_{int}) qui est le produit du moment et la rotation (θ).

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle,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.

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum Text = \sum Tint$

III.4.1.2.Hypothèses de calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1/ la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.

2/ les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

3/ la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

4/l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).

5/on schématise :

*****un coté libre par trait continu.

*****un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

*****un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6/on appelle :

***** ligne de rupture(+) la fissure provoquée par un moment (+).

***** ligne de rupture(-) la fissure provoquée par un moment (-).

7/*la ligne de rupture(+) est schématisée par un trait continu de zig-zag.

***** la ligne de rupture(-) est schématisée par un trait discontinu.

III.4.2. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau III- 22 : les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	7.65	3.5	15.577
ELS			11.15

III.4.3.Calcul du 1ème type de rupture de la dalle :

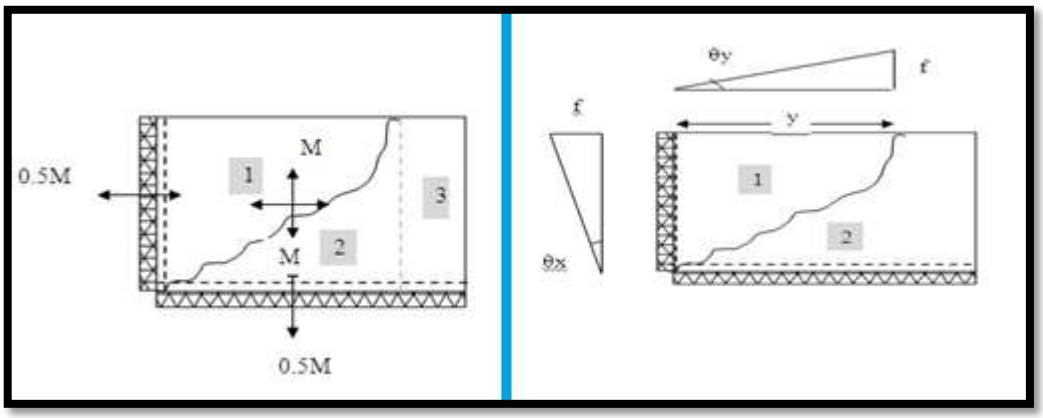


Figure III. 34 : différentes étapes de calcul sur la dalle de type1

E.L.U :

Tableau III- 23 : Les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	0.400 y	f/3	0.132.f.y
2	0.400 y	f/3	0.132.f.y
3	1.438-0.80 y	f/2	(11.120-6.153 y).f
		∑	(11.120-5.889 y).f

Tableau III- 24 : Les valeurs du travail interne

éléments		moment de rupture M	longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	M	0.80	f/y	0.80.M.f/y
	-	0,5M	0.80	f/y	0,40.M.f/y
2	+	M	y	f/0.80	1.265M.f.y
	-	0,5M	y	f/0.80	0,633.M.f.y
				∑	$(\frac{1.185}{y}+1.898\ y).M.f$

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

$(11.120-5.889\ y).f = (\frac{1.185}{y}+1.898\ y).M.f \Rightarrow M = \frac{11.120-5.889\ y}{\frac{1.185}{y}+1.898\ y}$

$\frac{dM}{dy} = -21.105\ y^2-13.956\ y+13.177 = 0$ et $0 < y \leq 1.82(m)$

$\Rightarrow$ y=0.526 m $\Rightarrow$ M=2.467 (KN.m)

III.4.4.Calcul du 2ème type de rupture de la dalle :

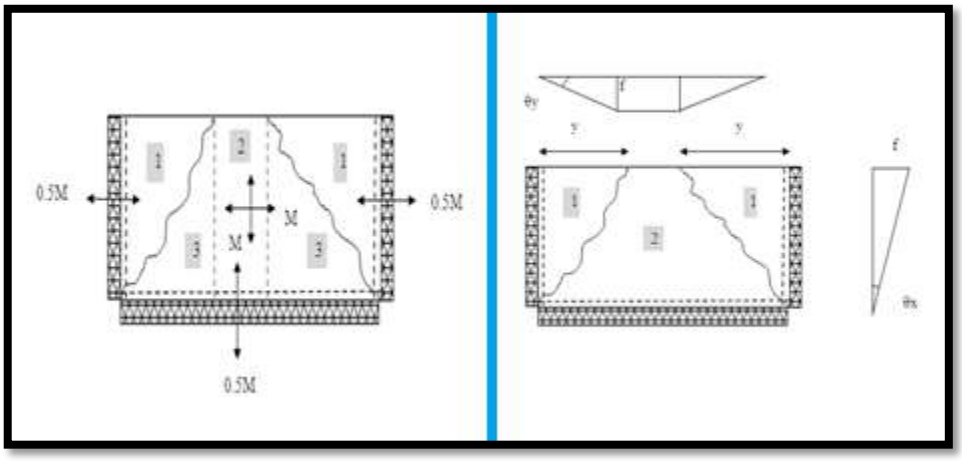


Figure III. 35 : Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2

ELU :

Tableau III- 25 : Les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe
1	2	0. 5 y	f/3	5.192.f.y
2	2.2-2 y		f/2	(17.135-15.577 y).f
3	2	0.5 y	f/3	5.192.f.y
			∑	(17.135-5.193 y).f

Tableau III- 26 : Les valeurs du travail interne

éléments		moment de rupture M		longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	2	M	1	f/y	2.M.f/y
	-	2	0,5M	1	f/y	1.M.f/y
2	+	M		2y	f	2.M.f.y
	-	0,5M		2.20	f	1.1.M.f
					∑	$(\frac{3}{y}+2\ y+1.1).M.f$

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

(17.135-5.193 y).f = $(\frac{3}{y}+2\ y+1.1).M.f \Rightarrow M = \frac{17.135-5.193y}{\frac{3}{y}+2\ y+1.1}$

$\frac{dM}{dy}$ = -39.9823 y^2-31.1580 y+51.4050 =0 et $0 < y \leq 1.1$ (m)

$\Rightarrow$ y=0.809 m $\Rightarrow$ M=2.013 (KN.m)

III.4.5.Calcul du 3ier type de rupture de la dalle :

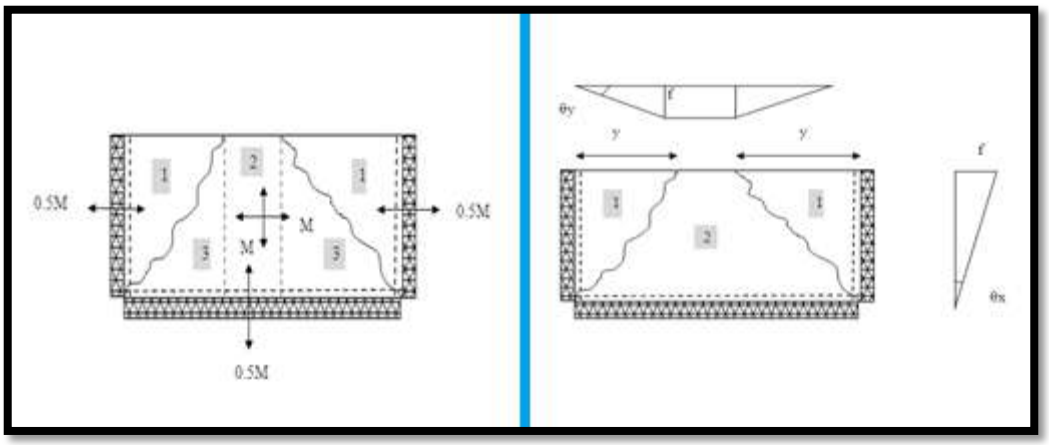


Figure III. 36 : différentes étapes de calcul sur la dalle de type 3

E.L.U :

Tableau III- 27 : les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe
1	2	0.5 y	f/3	5.192.f.y
2	3.7-2 y		f/2	(28.817-15.577 y).f
3	2	0.5 y	f/3	5.192.f.y
			∑	(28.817-5.193 y).f

Tableau III- 28 : les valeurs du travail interne

éléments		moment de rupture M		longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	2	M	1	f/y	2.M.f/y
	-	2	0,5M	1	f/y	1.M.f/y
2	+	M		2y	f	2.M.f.y
	-	0,5M		3.7	f	1.85.M.f
					∑	$(\frac{3}{y}+2y+1.85).M.f$

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

(28.817-5.193 y).f = $(\frac{3}{y}+2y+1,85).M.f \Rightarrow M = \frac{(28.817-5.193\ y)}{(\frac{3}{y}+2y+1,85)}$

$\frac{dM}{dy}$ = -67.241y^2-31.158 y+86.451 =0 et $0 < y \leq 1.85$ (m)

$\Rightarrow$ y=0.926 m $\Rightarrow$ M=3.458 (KN.m)

On remarque que le 3ème cas est le plus défavorable donc on adopte :

Mu=3.458 (KN.m) $\Rightarrow$ Mt=3.458 (KN.m)

Ma=1.729(KN.m)

E.L.S:

Tableau III- 29 : les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe
1	2	0.5 y	f/3	3.717.f.y
2	3.7-2 y		f/2	(20.627-11.15 y).f
3	2	0.5 y	f/3	3.717.f.y
			∑	(20.627-3.716 y).f

Tableau III- 30 : les valeurs du travail interne

éléments		moment de rupture M		longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	2	M	1	f/y	2.M.f/y
	-	2	0,5M	1	f/y	1.M.f/y
2	+	M		2y	f	2.M.f.y
	-	0,5M		3.7	f	1.85.M.f
					∑	$(\frac{3}{y}$+2y+1.85).M.f

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

(20.627-3.716 y)f = $(\frac{3}{y}$+2y+1,85).M.f $\Rightarrow$ M = $\frac{(20.627-3.716\ y)}{(\frac{3}{y}+2y+1,85)}$

M = $\frac{20.627-3.716\ y}{\frac{3}{y}+2\ y+1.85}$ $\Rightarrow$ Mser=2.635 (KN.m) $\Rightarrow$ { Mt=2.635(KN.m) ; Ma=1.317 (KN.m)

III.4.6. Calcul du ferraillage:

Tableau III- 31 : les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	e=1.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	$\overline{\sigma}_s$ = 348 MPa

ρ=Lx/Ly=1/3.7=0.27

et 0.27 < 0.4 donc la dalle travaillant suivant une seule direction

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

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm, On adopte alors Ø=10 mm

d= 12.50 cm

Tableau III- 32 : Calcul des sections de la dalle pleine

	M_u kN.m	μ	$\boldsymbol{\beta}$	A cm²	A_{min} cm²	A_{choisi}	A_{final} cm²
Travée	3.458	0.016	0.992	0.80	1.5	4HA10	3.14
Appuis	1.729	0.008	0.996	0.40	1.5	4HA10	3.14

III.4.6.1. Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible

Tableau III- 33 :Vérification à l'E.L.S

	Mser kN.m	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	y1 (cm)	IG ($\mathbf{cm^4}$)	K (N/$\mathbf{cm^3}$)	σb (MPa)	σb ≤σb adm
travée	2.635	15	2.99	5150.75	51.16	1.53	Oui
appuis	1.317	15	2.99	5150.75	25.57	0.76	Oui

III.4.6.2. Condition d'espacement :

(**Appuis et travée**) :S_t=25 cm ≤ $S_{t\ adm}$=min(3h=45cm;33cm)=33cm

- **Armature de répartitions :**

$A_{rep} \leq A_{principale}$ /4

A_{rep}=0.785 cm²

Ø $_{rep} \leq$Ø $_{principale} \Rightarrow$ Ø $_{rep}$=8 mm; A_{rep}=3HA8=1.5cm²

(**Appuis et travée**) :S_t=33.33 cm ≤ $S_{t\ adm}$=min(4h=60cm;45cm)=45cm

III.4.6.3. Vérification au cisaillement :

$$T=\frac{P*Lx}{2}=\frac{15.577*1}{2}=7.788\ kN$$

$$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{7.788*10^3}{1000*125}=0.062\ MPa \text{ ,et } \overline{\tau_u}=\frac{0.07*fc28}{\gamma_b}=\frac{0.07*25}{1.5}=1.16\ MPa$$

$$\tau u \leq \overline{\tau_u} \text{ (C.V)}$$

✓ Donc le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

III.4.6.4. Vérifications préliminaires de la flèche :

Mx=Pu*Lx^2/8=1.947 (KN.m)

Tableau III- 34 : Vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
$\mathbf{h/Lx}$	$\mathbf{M_t/(20M_x)}$	$\mathbf{h/Lx \geq M_t/(20M_x)}$	$\boldsymbol{\rho = A_t/(b * d)}$	$2/f_e$ (MPa)	$\boldsymbol{\rho \leq 2/f}$e
$\mathbf{0.15}$	0.089	Oui	$\mathbf{0.0025}$	$\mathbf{0.005}$0	Oui

- ✓ Donc l'Etat d'ouverture des fissures des deux blocs est vérifié pour le cas de la dalle plein

IV.1.Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

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

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

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$\begin{cases} XG = \dfrac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ YG = \dfrac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases}$$

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.
  - **Vue 2 D**

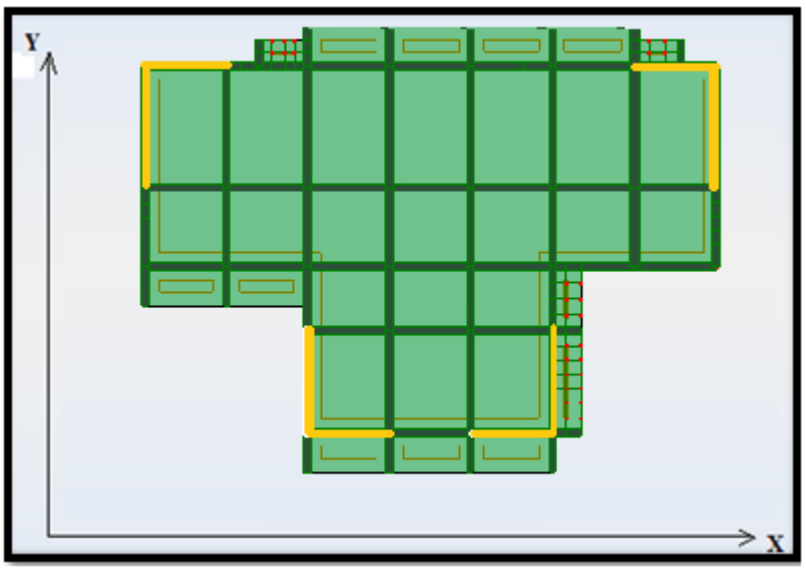


Figure IV. 1 disposition des voiles

Vue 3D

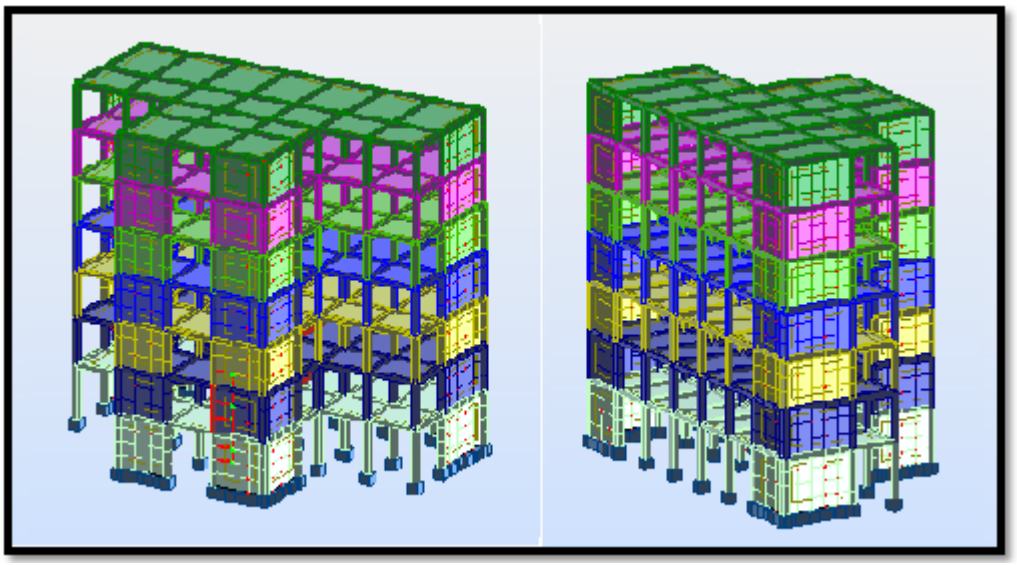


Figure IV. 2 : disposition en 3D des voiles aux RDC et étages

Lx=23.10 m

Ly=17.50

Tableau IV- 1 : Calcul de centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+21.86	3274,9613	38251.5479	33077.1091	11.68	10.10
+18.80	2862,4688	32746.6431	28538.8140	11.44	9.97
+15.74	2947,1742	33745.1446	29324.3833	11.45	9.95
+12.68	2940,9833	33674.2588	29292.1937	11.45	9.96
+9.62	2940,9833	33674.2588	29292.1937	11.45	9.96
+6.56	3032,8334	34725.9424	30176.6923	11.45	9.95
+3.50	3075,6657	35431.6689	30664.3870	11.52	9.97

IV.2.2.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

- 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 plein : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

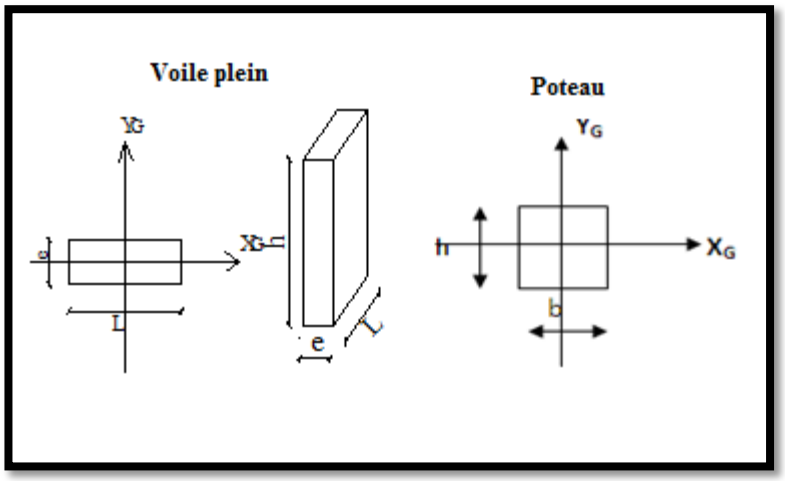


Figure IV. 3 : dimension des voiles et poteaux

Tableau IV- 2 : Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi} * X_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
+21.86	6309997,09	13598972,19	$72.312*10^6$	$137.348*10^6$	11.46	10.10
+18.80	5350146,34	11561268,32	$57.781*10^6$	$116.768*10^6$	10.80	10.10
+15.74	5539265,37	11957774,38	$60.378*10^6$	$120.534*10^6$	10.90	10.08
+12.68	5547544,27	11956171,89	$60.468*10^6$	$120.518*10^6$	10.90	10.08
+9.62	5547834,79	11956017,14	$60.471*10^6$	$120.517*10^6$	10.90	10.08
+6.56	5775634,44	12411494,50	$63.358*10^6$	$124.735*10^6$	10.97	10.05
+3.50	6018312,98	12908791,41	$66.021*10^6$	$129.733*10^6$	10.97	10.05

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité statique :

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

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

Tableau IV- 3 : Calcul de l'excentricité statique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+21.86	11.68	11.46	0.22	10.10	10.10	0.00
+18.80	11.44	10.80	0.64	9.97	10.10	0.13
+15.74	11.45	10.90	0.55	9.95	10.08	0.13
+12.68	11.45	10.90	0.55	9.96	10.08	0.12
+9.62	11.45	10.90	0.55	9.96	10.08	0.12
+6.56	11.45	10.97	0.48	9.95	10.05	0.10
+3.50	11.52	10.97	0.55	9.97	10.05	0.08

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

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

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

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

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant

Tableau IV- 4 : Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
+21.86	23.10	17.50	1.16	0.88
+18.80	23.10	17.50	1.16	0.88
+15.74	23.10	17.50	1.16	0.88
+12.68	23.10	17.50	1.16	0.88
+9.62	23.10	17.50	1.16	0.88
+6.56	23.10	17.50	1.16	0.88
+3.50	23.10	17.50	1.16	0.88

IV.2.3.C. Effets de la torsion accidentelle [1]: ►► [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.

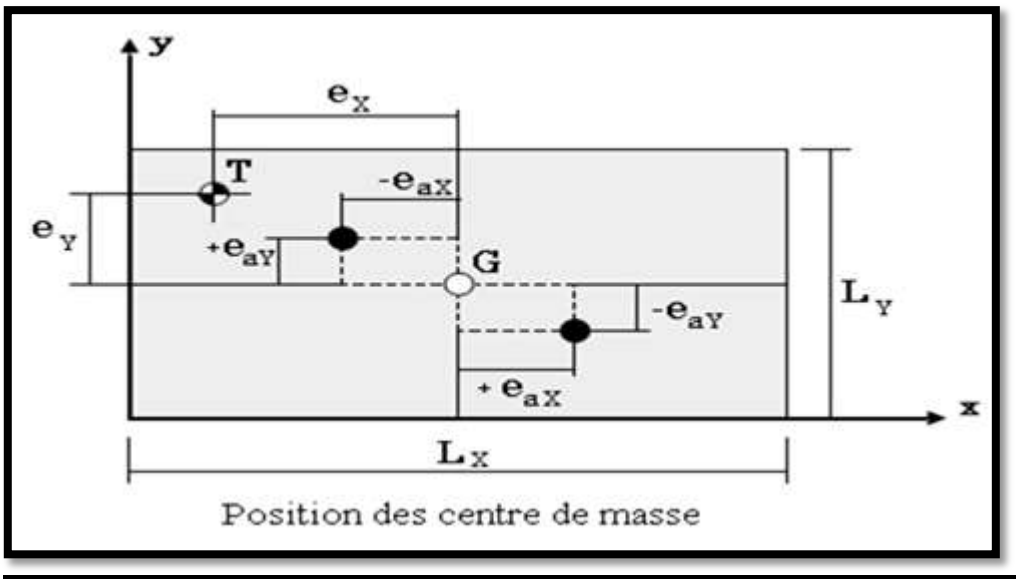


Figure IV. 4 : Position du centre de masse

Tableau IV- 5 : Calcul de l'excentricité totale

	centre de masse		centre de torsion		excentricité accidentelle 5% L		excentricité finale			
	X_G	Y_G	X_T	Y_T	$\pm e_{x\ acc}$	$\pm e_{y\ acc}$	$(e_x + e_{x\ ac})$	$(e_x - e_{x\ ac})$	$(e_y + e_{y\ ac})$	$(e_y - e_{y\ ac})$
6	11.68	10.10	11.46	10.10	1.16	0.88	1.38	-0.94	0.88	-0.88
5	11.44	9.97	10.80	10.10	1.16	0.88	1.80	-0.52	1.01	-0.75
4	11.45	9.95	10.90	10.08	1.16	0.88	1.71	-0.61	1.01	-0.75
3	11.45	9.96	10.90	10.08	1.16	0.88	1.71	-0.61	1.00	-0.76
2	11.45	9.96	10.90	10.08	1.16	0.88	1.71	-0.61	1.00	-0.76
1	11.45	9.95	10.97	10.05	1.16	0.88	1.64	-0.68	0.98	-0.78
RDC	11.52	9.97	10.97	10.05	1.16	0.88	1.71	-0.61	0.96	-0.80

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

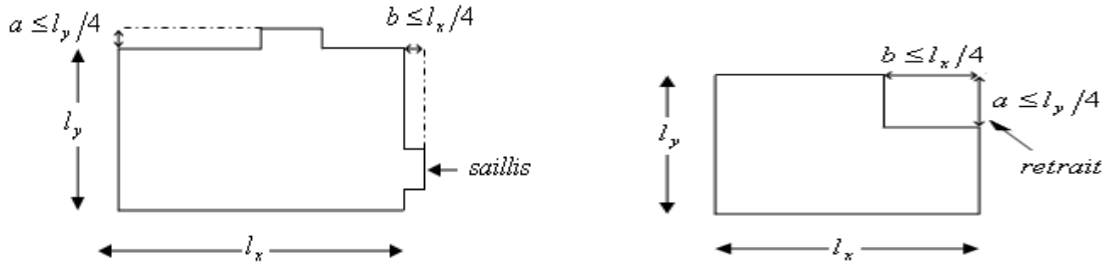
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

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

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

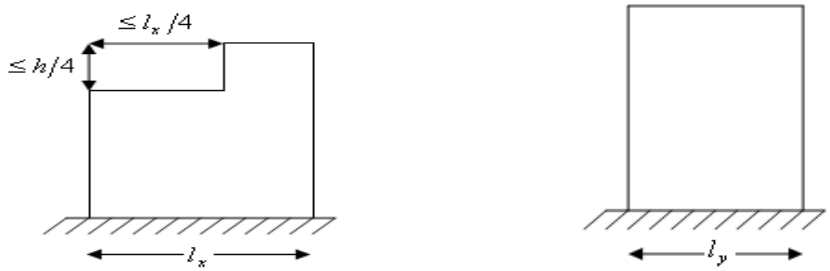
1. En zone IIa le bâtiment étudier a une hauteur au plus égale à : 65m **(C.V)**

a)Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieure à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(C.N.V).**

b) Régularité en élévation :



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

2. La configuration du bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique IIa, groupe d'usage 2, Ht=21.86 m <23 m **(C.V))**

✓ Donc selon **[1]: ►► [Art 4.1.2] ◄◄**, les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'ROBOT .25'**.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. 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 la structure.

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement

du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

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

a. Coefficient d'accélération A : [1] ►► [Tab4.1] ◄◄

Tableau IV- 6 : Coefficient d'accélération de zone **A**

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
IIa	0.25	0.20	0.15	0.10

b. facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ **[1] ►► [Tab4.2] ◄◄**

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

c. coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

On prend dans un premier calcul (R=4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**robot. 25**) qui sont données ci-après.

- Verticalement :

Somme de réactions totales à la base : Fz=16781.21 KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : Fz=3040.755 KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 18.12 %

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges

verticales **[1]: ►► [Art.3.4.A.2] ◄◄**

Donc : **R= 4**

d. facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV- 7 : détermination du facteur de qualité

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
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	Non	0,05	Non	0,05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10	Non	0,10

En récapitulant les résultats on trouve : $\begin{matrix} Q_X = 1 + 0,2 = 1,2 \\ Q_Y = 1 + 0,25 = 1,25 \end{matrix}$

e. périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0,15\,\text{s} \\ T_2 = 0,50\,\text{s} \end{matrix}\right\} \text{site S 3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes.

Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

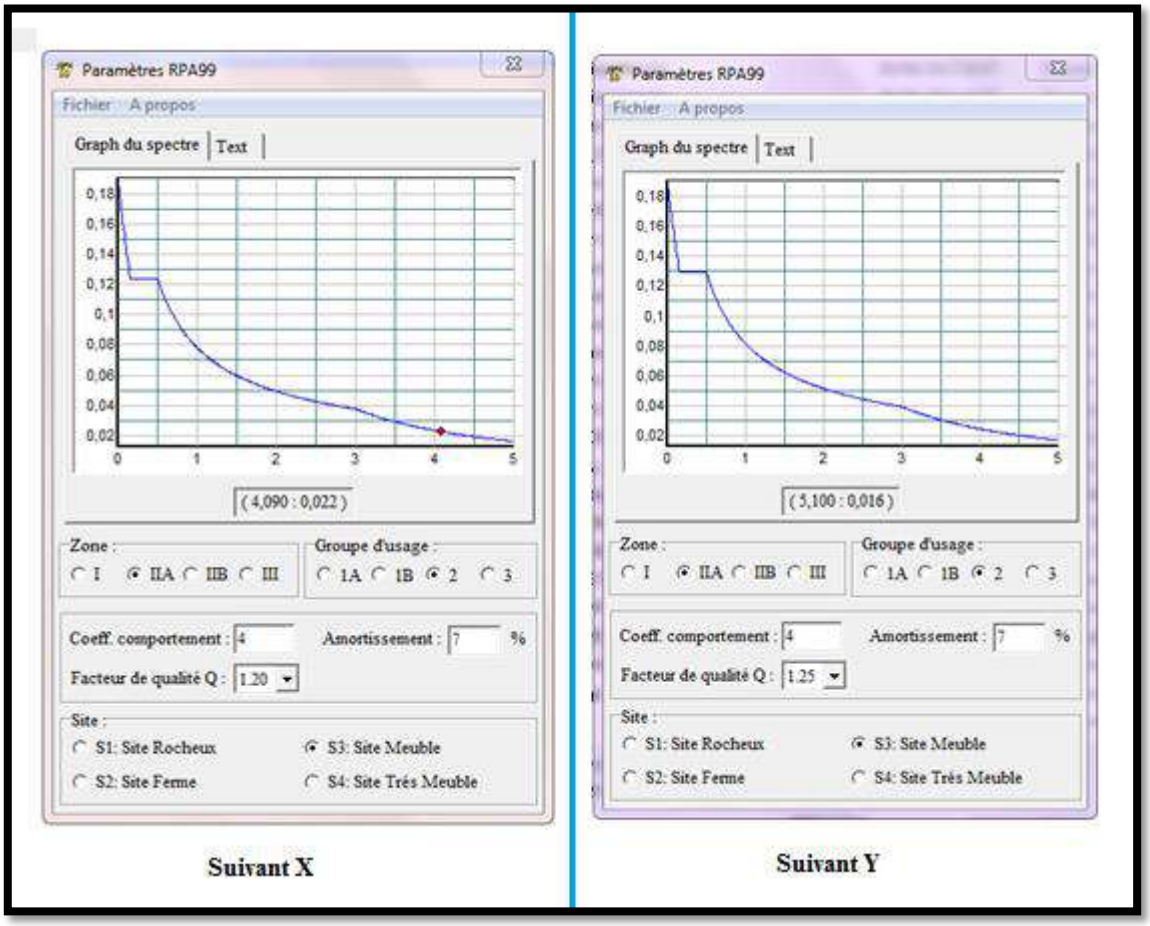


Figure IV. 5 : Spectres de réponse

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de 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.
- Vérification des sollicitations normales.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

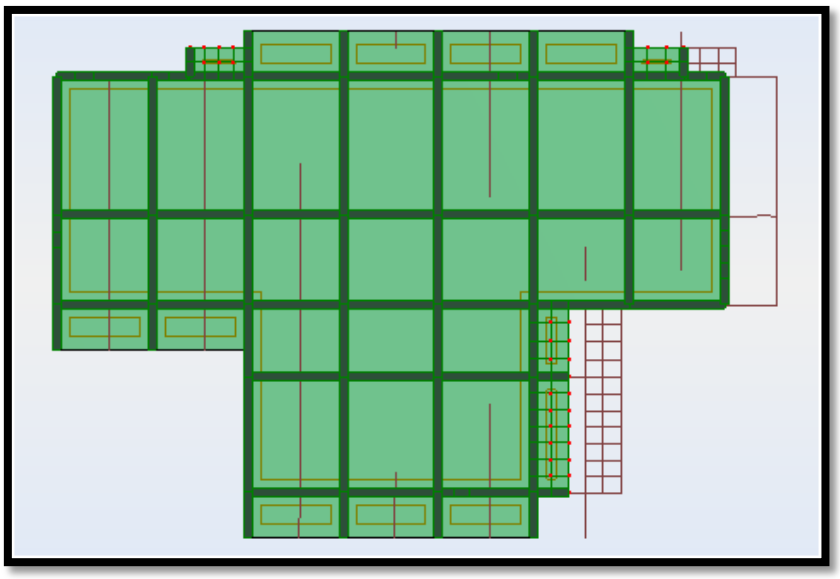


Figure IV. 6 : Mode 1

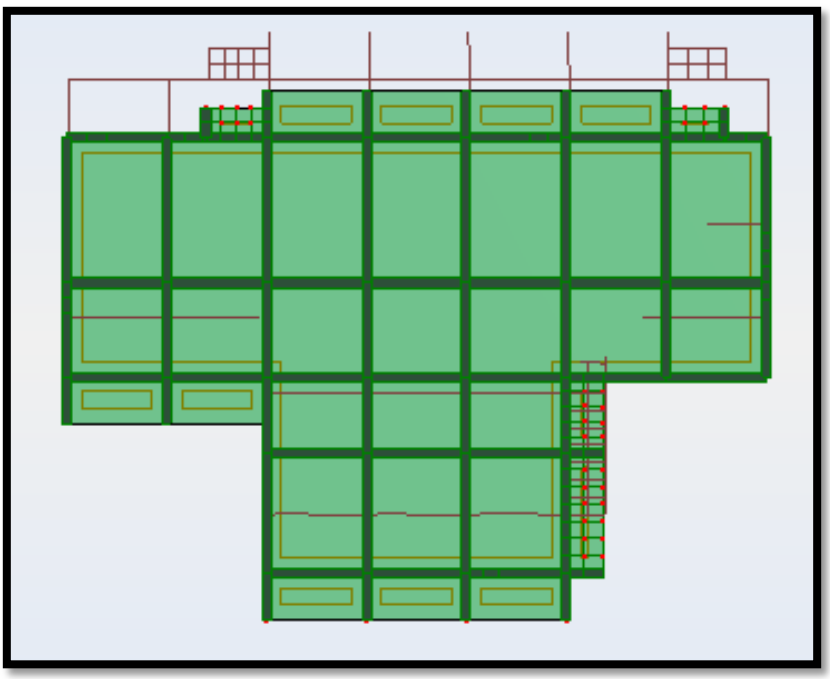


Figure IV. 7 : Mode 2

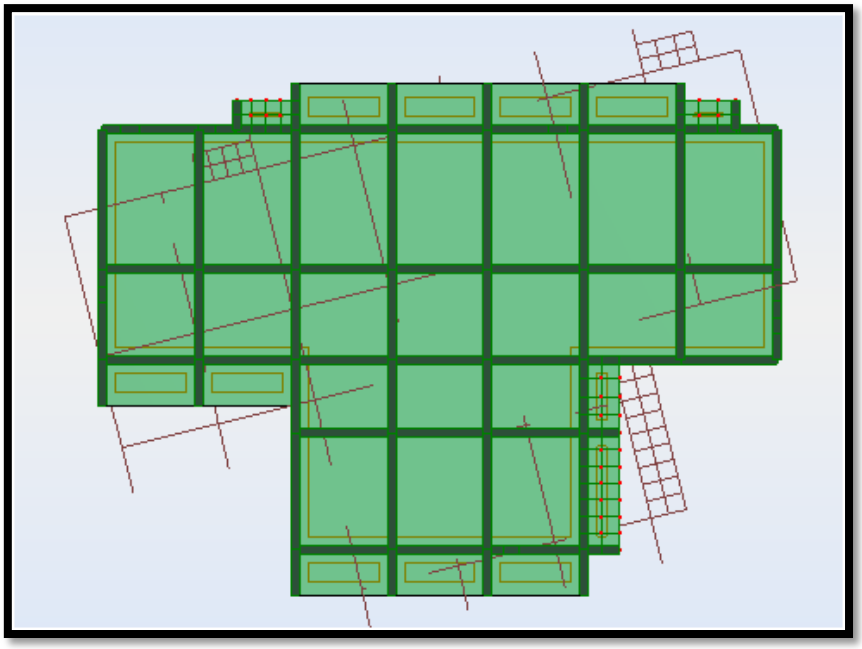


Figure IV. 8 : Mode 3

Tableau IV- 8 : Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)
Mode 1	66.85	0.00
Mode 2	0.00	67.91
Mode 3	0.01	0.05

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant X	translation pure suivant Y	rotation autour de Z

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour la structure représentée 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: **[1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄**

Tableau IV- 9 : Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Sens x	Sens-y
1	0,46	66.37	0,06
2	0,35	66.98	65.51
3	0,23	67.52	66.11
4	0,16	67.99	66.87
5	0,15	68.36	67.02
6	0,13	69.14	67.70
7	0,12	70.22	68.11
8	0,12	72.00	69.01
21	0.10	90.12	90.02

Constatation :

- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 21^{éme} mode.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] ►► [Art4.2.6] ◄

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

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

Calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

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

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

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

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

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

T2 = 0,5 s **[1]: ►► [Tab4.7] ◄◄**

(Avec site S3)

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

ξ = 7 % **[1]: ►► [Tab4.2] ◄◄**

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

C_T=0.05 →Tx=Ty=0.05*21.86$^{3/4}$=0.505 s

2/ $T=0{,}09.h_N/D^{1/2}$ **[1]: ►► [Art4.2.4] ◄◄**

$$\begin{cases}T_x=0.409s\\ \\ T_y=0.470\ s\end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont:

$$\begin{cases}Tx=0.409\ s\\ \epsilon\ \ (0;\ 0.5\ s)\\ Ty=0.470\ s\end{cases}$$

Alors: Dx=Dy=2.5**η**

Donc

$$\begin{cases}Dx=2.205\\ \\ Dy=2.205\end{cases}$$

- W : poids total de la structure :

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

$\beta = 0.2$ **[1]: ►► [Tab4.5] ◄◄**

W=21068.8791kN

Tableau IV- 10 : .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)
0.15	2.205	2.205	4	1.2	1.25	21068.8791	2091.17	2178.31

Tableau IV- 11 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t > 0.8*V$
X	2091.17	1570,05	1672.94	C.N.V
Y	2178.31	1685,49	1742.65	C.N.V

Pour les deux directions x et y la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse $V_t < 0.80$ V, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de x on a :

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.065$$

- Pour la direction de y on a :

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.034$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.231 », et le coefficient « 1 »de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.32 ».

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

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

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 :

$$\begin{cases} Mt_x = Y_G.Wi \\ Mt_y = X_G.Wi \end{cases}$$

Avec :

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

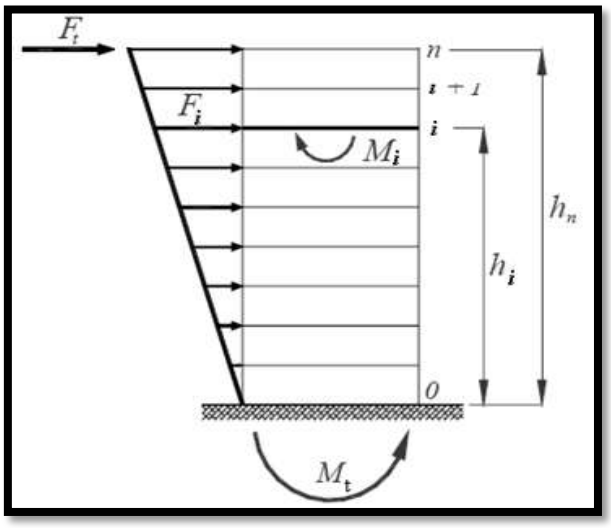


Figure IV. 9 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ :

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

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

On a:

- Tx =0.409 s → Ft = 0
- Ty = 0.470 s → Ft = 0

Donc on a:

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

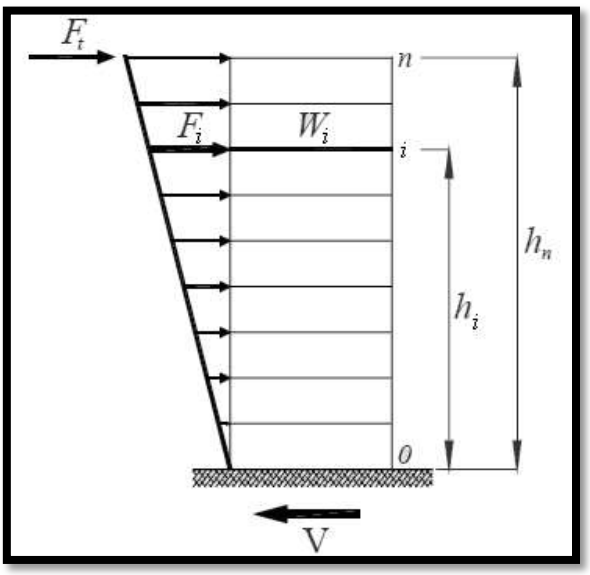


Figure IV. 10 : Distribution des forces sismiques

Vx = 1492.82*1.231=1672.10 KN

Tableau IV- 12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i (kN)	W_ih_i (kN.m)	α_x	F_{ix} (kN)
+21.86	3274,9613	71590.6540	0.26718884	446.77
+18.80	2862,4688	53814.4134	0.20084480	335.83
+15.74	2940,9833	46291.0771	0.17276639	288.88
+12.68	2940,9833	37291.6682	0.13917902	232.72
+9.62	2940,9833	28292.2593	0.10559165	176.56
+6.56	3032,8334	19895.3871	0.07425306	124.16
+3.50	3075,6657	10764.8299	0.04017623	67.18
SOMME		267940.2890	1	1672.10 +

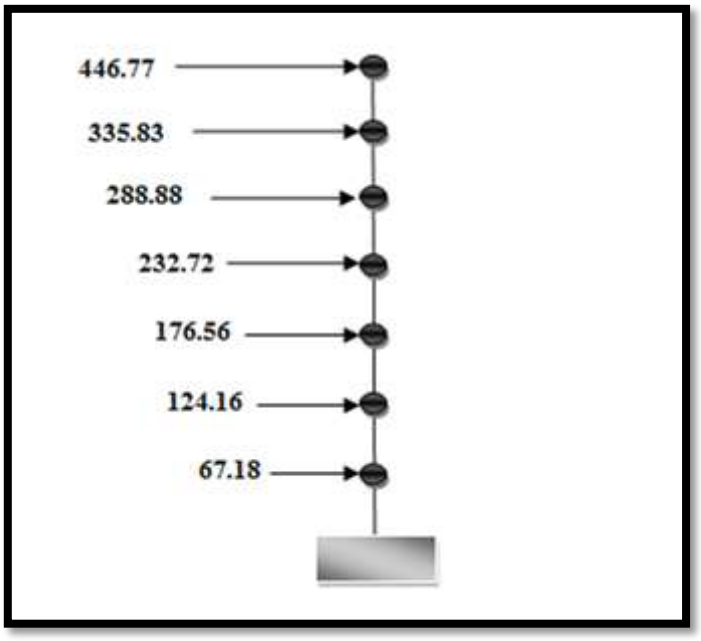


Figure IV. 11 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Vy =1685.49*1.034= 1742.80KN

Tableau III- 1 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
+21.86	3274,9613	71590.6540	0.26718884	465.66
+18.80	2862,4688	53814.4134	0.20084480	350.03
+15.74	2940,9833	46291.0771	0.17276639	301.10
+12.68	2940,9833	37291.6682	0.13917902	242.56
+9.62	2940,9833	28292.2593	0.10559165	184.02
+6.56	3032,8334	19895.3871	0.07425306	129.41
+3.50	3075,6657	10764.8299	0.04017623	70.02
SOMME		267940.2890	1	1742.80

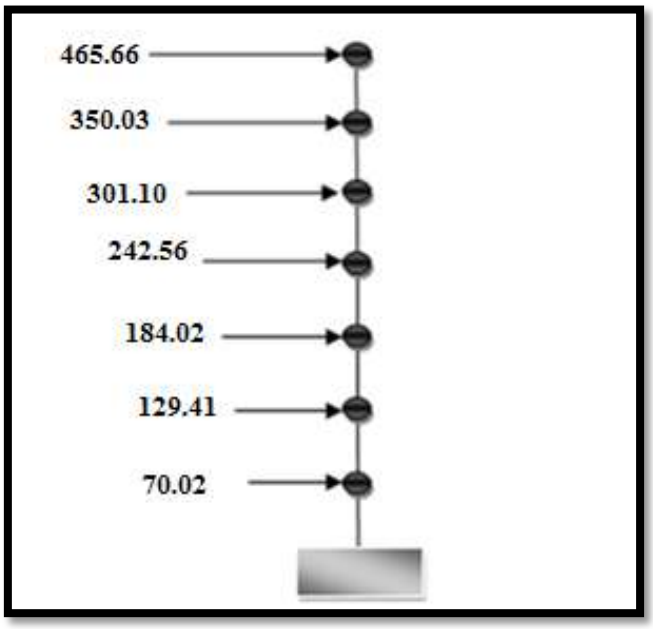


Figure IV. 12 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.4.2.Moment de renversement :

Tableau IV- 13 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+21.86	446.77	465.66	9766.39	10179.33
+18.80	335.83	350.03	6313.60	6580.56
+15.74	288.88	301.10	4546.97	4739.31
+12.68	232.72	242.56	2950.89	3075.66
+9.62	176.56	184.02	1698.51	1770.27
+6.56	124.16	129.41	814.49	848.93
+3.50	67.18	70.02	235.13	245.07
		∑Mo	26325.98	27439.13

IV.4.4.3.Moment stabilisant :

Tableau IV- 14 calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+21.86	3274,9613	11.68	10.10	33077.11	38251.55
+18.80	2862,4688	11.44	9.97	28538.81	32746.64
+15.74	2940,9833	11.45	9.96	29292.19	33674.26
+12.68	2940,9833	11.45	9.96	29292.19	33674.26
+9.62	2940,9833	11.45	9.96	29292.19	33674.26
+6.56	3032,8334	11.45	9.95	30176.69	34725.94
+3.50	3075,6657	11.52	9.97	30664.39	35431.67
		∑Mt		210333.57	242178.58

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$ **[5]**

Tableau IV- 15 : Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
210333.57	242178.58	26325.98	27439.13	7.989	8.826	C.V

IV.4.5.Vérification des déplacements :

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

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

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

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

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.
- Vérification des déplacements inter-étage sens X

Tableau IV- 16 : Vérification des déplacements inter-étage sensX

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+21.86	2.20	8.80			
			0.80	3.06	Oui
+18.80	2.00	8.00			
			1.20	3.06	Oui
+15.74	1.70	6.80			
			1.60	3.06	Oui
+12.68	1.30	5.20			
			1.20	3.06	Oui
+9.62	1.00	4.00			
			1.60	3.06	Oui
+6.56	0.60	2.40			
			1.60	3.06	Oui
+3.50	0.20	0.80			
			0.80	3.50	Oui
+0.00	0.00	0.00			

Tableau IV- 17 : Vérification des déplacements inter-étage sensY

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+21.86	2.2	8.80			
			1.20	3.06	Oui
+18.80	1.90	7.60			
			1.20	3.06	Oui
+15.74	1.60	6.40			
			1.20	3.06	Oui
+12.68	1.30	5.20			
			1.20	3.06	Oui
+9.62	1.00	4			
			1.60	3.06	Oui
+6.56	0.60	2.4			
			1.60	3.06	Oui
+3.50	0.20	0.80			
			0.80	3.50	Oui
+0.00	0.00	0.00			

IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

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

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

- 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 IV- 18 : Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+21.86	3274.9613	446.77	446.77	0.80	-	-
+18.80	6137.4301	335.83	782.60	1.20	$5.01*10^{-3}$	C.V
+15.74	9078.4134	288.88	1071.48	1.60	$8.61*10^{-3}$	C.V
+12.68	12019.3967	232.72	1304.20	1.20	$8.72*10^{-3}$	C.V
+9.62	14960.3800	176.56	1480.76	1.60	0.0168	C.V
+6.56	17993.2134	124.16	1604.92	1.60	0.0273	C.V
+3.50	21068.8791	67.18	1672.10	0.80	0.0288	C.V

Tableau IV- 19 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+21.86	3274.9613	465.66	465.66	1.20	-	-
+18.80	6137.4301	350.03	815.69	1.20	$4.80*10^{-3}$	C.V
+15.74	9078.4134	301.10	1116.79	1.20	$6.19*10^{-3}$	C.V
+12.68	12019.3967	242.56	1359.35	1.20	$8.37*10^{-3}$	C.V
+9.62	14960.3800	184.02	1543.37	1.60	0.0161	C.V
+6.56	17993.2134	129.41	1672.78	1.60	0.0262	C.V
+3.50	21068.8791	70.02	1742.80	0.80	0.0276	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.4.7.Vérification des sollicitations normales : [1]►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- ν : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV- 20 : vérifications des sollicitations normales

	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
6emeétage	177.00	90000	25	0.08	C.V
5emeétage	305.37	90000	25	0.13	C.V
4emeétage	442.08	122500	25	0.14	C.V
3emeétage	581.82	122500	25	0.19	C.V
2emeétage	723.90	122500	25	0.24	C.V
1er étage	872.05	160000	25	0.22	C.V
RDC	1114.42	160000	25	0.28	C.V

Figure IV. 1 disposition des voiles 92
Figure IV. 2 : disposition des voiles aux RDC et étages 92
Figure IV. 3 : dimension des voiles et poteaux 94
Figure IV. 4 : Position du centre de masse 96
Figure IV. 5 : Spectres de réponse 101
Figure IV. 6 : Mode 1 102
Figure IV. 7 : Mode 2 102
Figure IV. 8 : Mode 3 103
Figure IV. 9 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement 107
Figure IV. 10 : Distribution des forces sismiques 108
Figure IV. 11 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X 109
Figure IV. 12 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 110

V.1.Introduction :

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

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

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

Avec :

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

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

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

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

Tableau V- 1 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b =25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.
- ✓ A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- ✓ A Travée et appui ≤ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

- ✓ La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} St \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ St \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

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

- Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Tableau V- 2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	73.83	1.35G+1.5Q	0	6.06	3HA14 +2HA12=6.88
		Appui	-86.83	1.35G+1.5Q	0	7.23	3HA14+3HA12 =8.01
	Etages	Travée	60.85	0.8G -Ey	0	4.23	3HA14 =4.62
		Appui	-113.39	G+Q+Ey	0	8.21	4HA14+2HA12 =8.42
Rive	Terrasse	Travée	41.45	G+Q-Ey	0	2.84	3HA14 =4.62
		Appui	-98.96	G+Q+Ey	0	7.01	3HA14+3HA12 =8.01
	Etages	Travée	122.25	0.8G -Ey	0	8.91	6HA14 =9.23
		Appui	-134.38	G+Q+Ey	0	9.90	2HA16+4HA14 =10.17

Tableau V- 3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	37.12	G+Q+Ex	0	3.53	4HA12=4.52
	Etages	Appui	-53.84	G+Q+Ey	0	5.26	5HA12=5.65
Rive	Terrasse	Appui	50.98	1.35G+1.5Q	0	5.84	6HA12=6.79
	Etages	Appui	-65.02	0.8G -Ex	0	6.79	6HA12=6.79

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

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

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	53.63	G+Q	6.88	8.29	234.95	C.V	C.V
		Appui	-63.08	G+Q	8.01	9.27	239.33	C.V	C.V
	Etages	Travée	33.53	G+Q	4.62	5.98	214.62	C.V	C.V
		Appui	-63.84	G+Q	8.42	9.23	231.04	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Travée	22.45	G+Q	4.62	4.00	143.70	C.V	C.V
		Appui	-33.62	G+Q	8.01	4.94	127.55	C.V	C.V
	Etages	Travée	23.49	G+Q	9.23	3.30	77.95	C.V	C.V
		Appui	-30.24	G+Q	10.17	4.11	91.58	C.V	C.V

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

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-17.80	G+Q	4.52	5.32	160.99	C.V	C.V
	Etages	Appui	-19.78	G+Q	5.65	5.47	144.78	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Appui	-17.41	G+Q	6.79	4.54	107.11	C.V	C.V
	Etages	Appui	-20.96	G+Q	6.79	5.46	128.95	C.V	C.V

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V- 6 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min}CBA =1.20 cm^2	A_{min}RPA =6.00cm^2	$A_{max\ T}$ RPA =48 cm^2	$A_{max\ A}$ RPA =72cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.88	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14 +2HA12
		Appui	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14+3HA12
	Etages	Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14
		Appui	8.42	C.V	C.V	C.V	C.V	4HA14+2HA12
Rive	Terrasse	Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4 HA14
		Appui	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14+3HA12
	Etages	Travée	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14
		Appui	10.17	C.V	C.V	C.V	C.V	2HA16+4HA14

Tableau V- 7 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min}CBA =0.90 cm^2	A_{min}RPA =4.50 cm^2	$A_{max\ A}$RPA =54 cm^2	correction
Inter	Terrasse	Appui	4.52	C.V	C.V	C.V	4HA12
	Etages	Appui	5.65	C.V	C.V	C.V	5HA12
Rive	Terrasse	Appui	6.79	C.V	C.V	C.V	6HA12
	Etages	Appui	6.79	C.V	C.V	C.V	6HA12

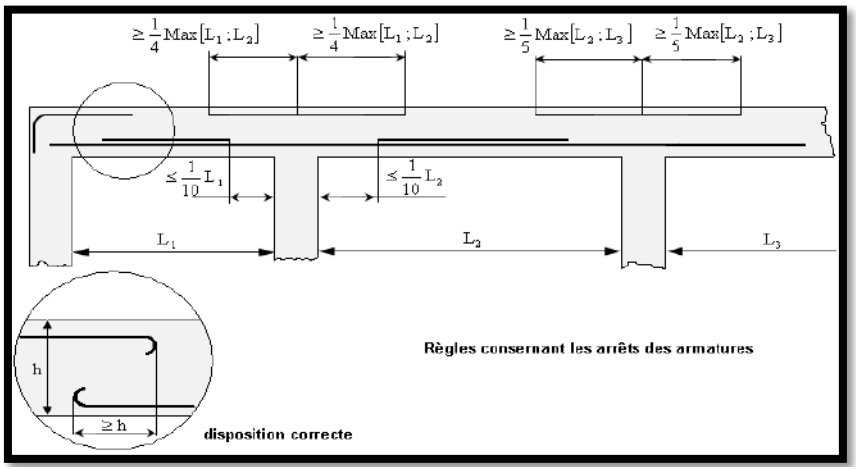


Figure V. 1 : Disposition des armatures pour les poutres

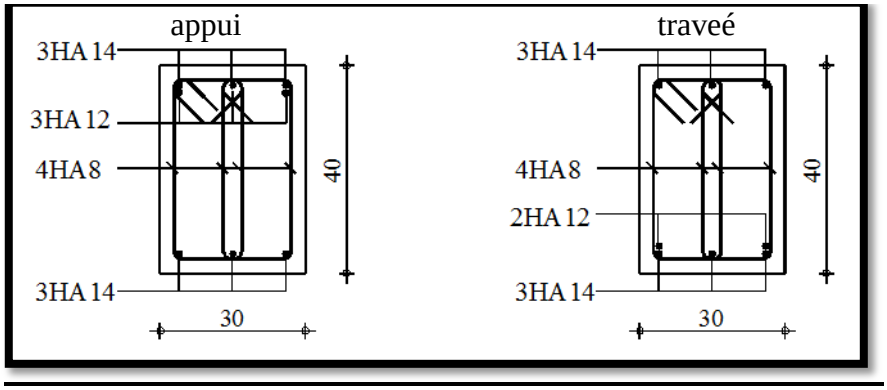


Figure V. 2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse

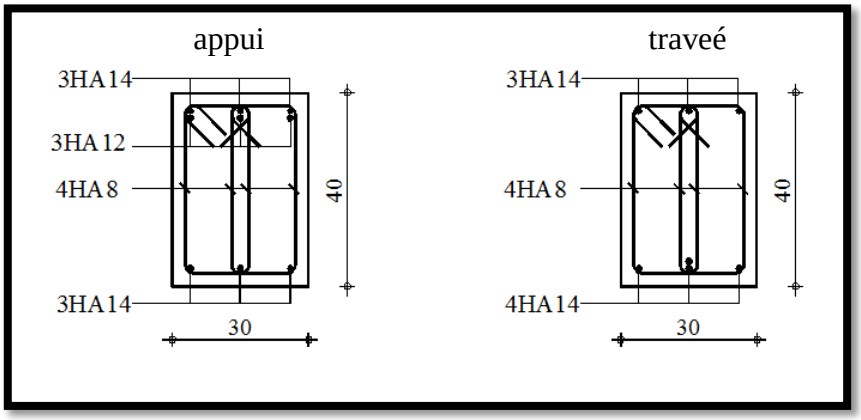


Figure V. 3 : Ferraillages des poutres principales de rive de la terrasse

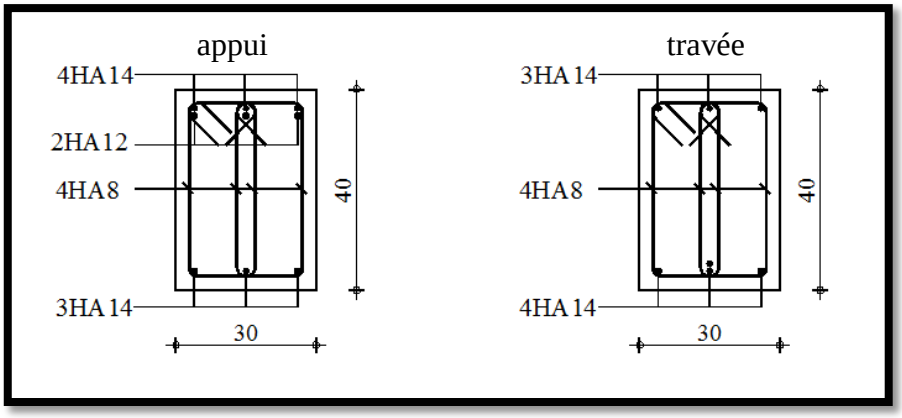


Figure V. 4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages

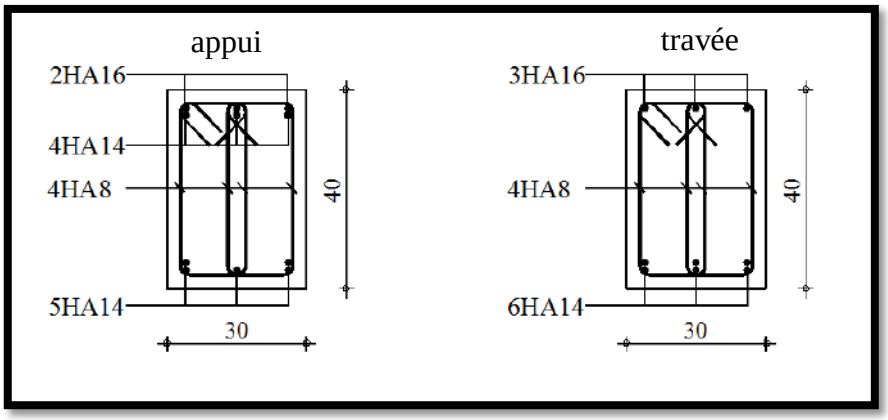


Figure V. 5 : Ferraillages des poutres principales de rives des étages

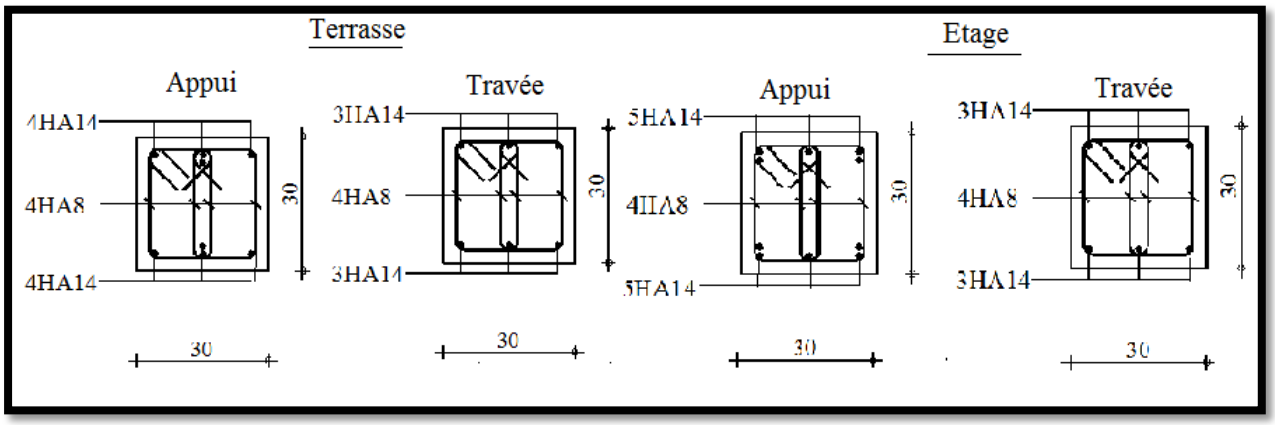


Figure V. 6 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires

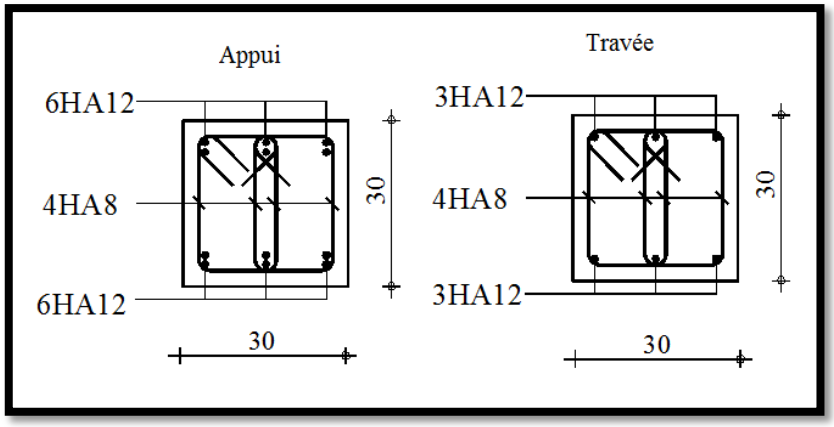


Figure V. 7 : Ferraillages des poutres secondaires de rive

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

Tableau V- 8 : Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.34\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

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

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	99.12	G+Q-Ey	0.88	3.26	C.V
	Etages	92.09	G+Q+Ey	0.82	4.34	C.V
Rive	Terrasse	110.76	G+Q+Ey	0.98	3.26	C.V
	Etages	259.19	G+Q+Ey	2.30	3.26	C.V

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

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	21.97	G+Q+Ex	0.20	3.26	C.V
	Etages	40.09	G+Q+Ex	0.36	4.34	C.V
Rive	Terrasse	61.12	G+Q+Ex	0.54	3.26	C.V
	Etages	106.14	G+Q+Ex	0.94	3.26	C.V

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

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

D'après **CBA 93** :

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

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

Tableau V- 11 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x30	1.92	109.84	2.01	8	15	1.35	10	20	4Ø8
30x45	0.80	833.55	2.01	10	20	1.8	10	20	4Ø8

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 :

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

Avec : $M_t = K*M_0$

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

Tableau V- 12 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.094	0.062	C.V	0.094	0.085	C.V	0. 0094	0.0105	C.V
PS	0.100	0.062	C.V	0.100	0.085	C.V	0.0093	0.0105	C.V

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.
- ✓ Donc, On garde h=40cm et b=30cm

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'.

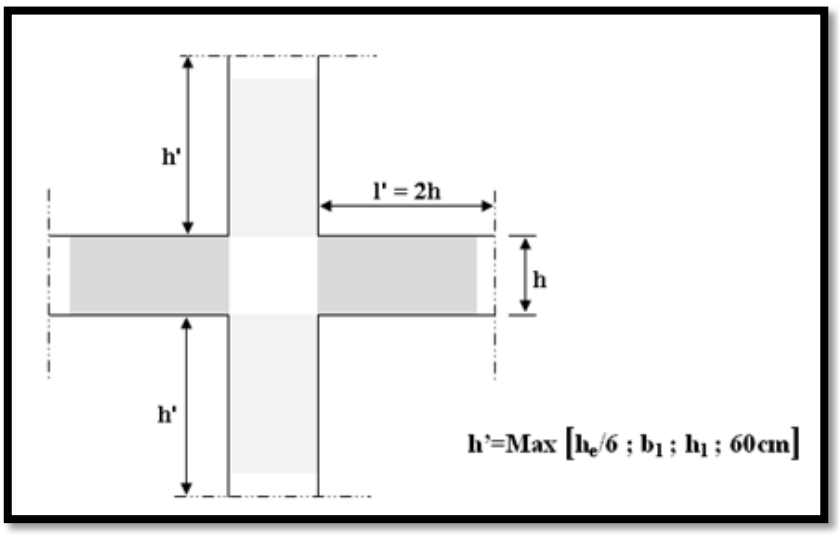


Figure V. 8 : Définition de la zone nodale dans les poteaux

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

$$0{,}8\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\%$$: En zone courante

$$0{,}8\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone IIa.
- 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 :

- les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8G ± E
  - ✓ G +Q ±1,2 E

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

- M_{max} et son N_{corr}.
- N_{max} et son M_{corr}.
- N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

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

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

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

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

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre 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
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\text{G}}{Mu}$
- ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

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

- on doit vérifier que :

$$\frac{lf}{h} \leq \text{Max}\ (15\ \text{et}\ \frac{20*e1}{h}$$

Tableau V- 13 : Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	solli	valeur	M_{uG} (KN.m)	comb	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	$\frac{lf}{h}$	Max (15et $\frac{20*e1}{h}$)	vérif.
Rive 40*40	Nmax(KN)	1114.42	0.88	G+Q-Ey	0.11	0.15	2	6.12	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	1.20								
	Mmax(KN.m)	49.77	0.96	G+Q-Ex	10.65	0.09	2	6.12	532.5	C.V
	Ncorr(KN)	467.07								
	Nmin(KN)	-891.13	0.88	0.8G-Ey	-0.01	0.70	2	6.12	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	0.13								
inter 40*40	Nmax(KN)	1269.75	0.23	1.35G+1.5Q	0.02	0.16	2	6.12	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	0.28								
	Mmax(KN.m)	45.35	0.30	G+Q-Ex	7.37	0.09	2	6.12	368.5	C.V
	Ncorr(KN)	614.95								
	Nmin(KN)	402.32	0.30	0.8G-Ey	1.51	0.09	2	6.12	75.5	C.V
	Mcorr(KN.m)	6.08								
Rive 35*35	Nmax(KN)	872.05	2.47	G+Q+Ey	0.02	1.07	2	5.35	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	0.17								
	Mmax(KN.m)	71.82	3.06	G+Q-Ex	26.48	0.07	2	5.35	1324	C.V
	Ncorr(KN)	271.21								
	Nmin(KN)	-688.98	2.47	0.8G-Ey	-0.05	0.58	2	5.35	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	0.33								
inter 35*35	Nmax(KN)	1086.80	1.11	1.35G+1.5Q	0.15	0.11	2	5.35	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	1.68								
	Mmax(KN.m)	47.29	3.24	G+Q-Ex	6.85	0.07	2	5.35	342.5	C.V
	Ncorr(KN)	690.75								
	Nmin(KN)	356.14	1.85	1.35G+1.5Q	0.81	0.11	2	5.35	17.5	C.V
	Mcorr(KN.m)	2.91								

Rive 30*30	Nmax(KN)	638.35	0.45	1.35G+1.5Q	0.10	0.12	2	6.12	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	0.64								
	Mmax(KN.m)	58.68	3.69	G+Q-Ex	24.64	0.07	2	6.12	1408	C.V
	Ncorr(KN)	238.12								
	Nmin(KN)	-464.18	2.46	0.8G-Ey	-0.01	0.10	2	6.12	70.85	C.V
	Mcorr(KN.m)	5.76								
inter 30*30	Nmax(KN)	909.87	1.24	1.35G+1.5Q	0.13	0.14	2	6.12	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	1.77								
	Mmax(KN.m)	39.31	2.10	G+Q-Ex	8.31	0.07	2	6.12	474.86	C.V
	Ncorr(KN)	472.74								
	Nmin(KN)	199.88	2.10	1.35G+1.5Q	1.50	0.12	2	6.12	24.57	C.V
	Mcorr(KN.m)	3.03								

V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : [2]

Tableau V- 14 : Détermination des armatures à l'ELU de résistance

	M_G(kN.m)	N(kN)	comb	sect	A(cm²)	A'(cm²)
Rive 40*40	25.21	1114.42	G+Q-Ey	SEC	<0	0
	59.50	467.07	G+Q-Ex	SEC	<0	0
	24.15	-891.13	0.8G-Ey	SET	9.32	0
inter 40*40	27.68	1269.75	1.35G+1.5Q	SEC	<0	0
	58.17	614.95	G+Q-Ex	SEC	<0	0
	14.48	402.32	0.8G-Ex	SEC	<0	0
Rive 35*35	26.94	872.05	G+Q+Ey	SEC	<0	0
	80.14	271.21	G+Q-Ex	SPC	2.04	0
	18.12	-688.98	0.8G-Ey	SET	7.10	10.12
inter 35*35	24.56	1086.80	1.35G+1.5Q	SEC	<0	0
	61.61	690.75	G+Q-Ex	SEC	<0	0
	20.48	356.14	1.35G+1.5Q	SEC	<0	0
Rive 30*30	14.17	638.35	1.35G+1.5Q	SEC	<0	0
	63.60	238.12	G+Q-Ex	SPC	1.51	0
	15.52	-464.81	0.8G-Ey	SET	4.26	7.36

inter 30*30	20.65	909.87	1.35G+1.5Q	SEC	<0	0
	49.03	472.31	G+Q-Ex	SEC	<0	0
	17.18	199.88	1.35G+1.5Q	SEC	<0	0

Tableau V- 15 : Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

	A_{minCBA} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisies}$ (cm²)
			Nodale	Courante	
Rive 40*40	1.6	12.8	96	64	12HA20=37.69
Inter40*40	1.6	12.8	96	64	4HA16+4HA14=14.19
Rive 35*35	1.22	9.8	73.5	49	8HA20+4HA14=31.27
inter 35*35	1.22	9.8	73.5	49	4HA14+4HA12=10.68
Rive 30*30	0.9	7.2	54	36	12HA16=24.12
inter 30*30	0.9	7.2	54	36	8HA12=9.05

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

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

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

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

❖ Section entièrement tendue :

$$\sigma_{s1}=\frac{N_{ser}*a}{A_1*(d-c)}$$

$$\sigma_{s2}=\frac{N_{ser}*(d-c-a)}{A_2*(d-c)}$$

a: *la distance entre Mser et* A_2

Tableau V- 16 : Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm²)	sect	Fissu	σ_b (MPa)	σs1 (MPa)	σs2 (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
Rive 40x40	2.56	649.94	15.14	SET	préj	-	252.82	264.65	-	C.V
Inter 40x40	1.50	924.56	14.19	SEC	peu	5.91	-	-	C.V	-
Rive 35X35	4.43	465.64	12.31	SET	préj	-	171.16	253.70	-	C.V
Inter 35X35	4.60	662.39	10.68	SEC	peu	4.97	-	-	C.V	-
Rive 30x30	5.45	194.85	9.05	SET	préj	-	67.86	174.49	-	C.V
Inter 30x30	6.21	289.84	9.05	SEC	peu	4.60	-	-	C.V	-

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

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

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

V.3.2.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 :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

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

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

Avec :

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

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{l_f}{i}\\ \text{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ 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. Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau V- 17 : Vérification des contraintes tangentielles

Section	Comb	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+Ey	41.02	0.49	24.73	0.075	1.875	4.34	C.V
35x35	G+Q+Ey	51.12	0.45	21.20	0.075	1.875	4.34	C.V
40x40	G+Q+Ey	61.33	0.32	22.67	0.075	1.875	2.50	C.V

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄:**

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

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

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: $St \leq$ Min ($10\phi_l$, 15 cm) en zone IIa
- Dans la zone courante: $St \leq 15\ \phi_l$ en zone IIa

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau V- 18 : Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	$St_{cal\ RPA}$ (cm)	Zone	St_{RPA}	St_{CBA}	St_{finale}	Choix
30x30	41.02	2.01	7.14	2.5	13.81	cour	18	24.75	12 cm	4Ø8
						nod	12	24.75	8 cm	4Ø8
35x35	51.12	2.01	6.12	2.5	12.93	cour	21	29.25	12 cm	4Ø8
						nod	14	29.25	8 cm	4Ø8
40x40	61.33	2.01	6.54	2.5	12.32	cour	24	33.75	12 cm	4Ø8
						nod	16	33.75	8 cm	4Ø8

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale**

[1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Tableau V- 19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
30x30	cour	0.56	C.V
	nod	0.84	C.V
35x35	cour	0.48	C.V
	nod	0.72	C.V
40x40	cour	0.42	C.V
	nod	0.62	C.V

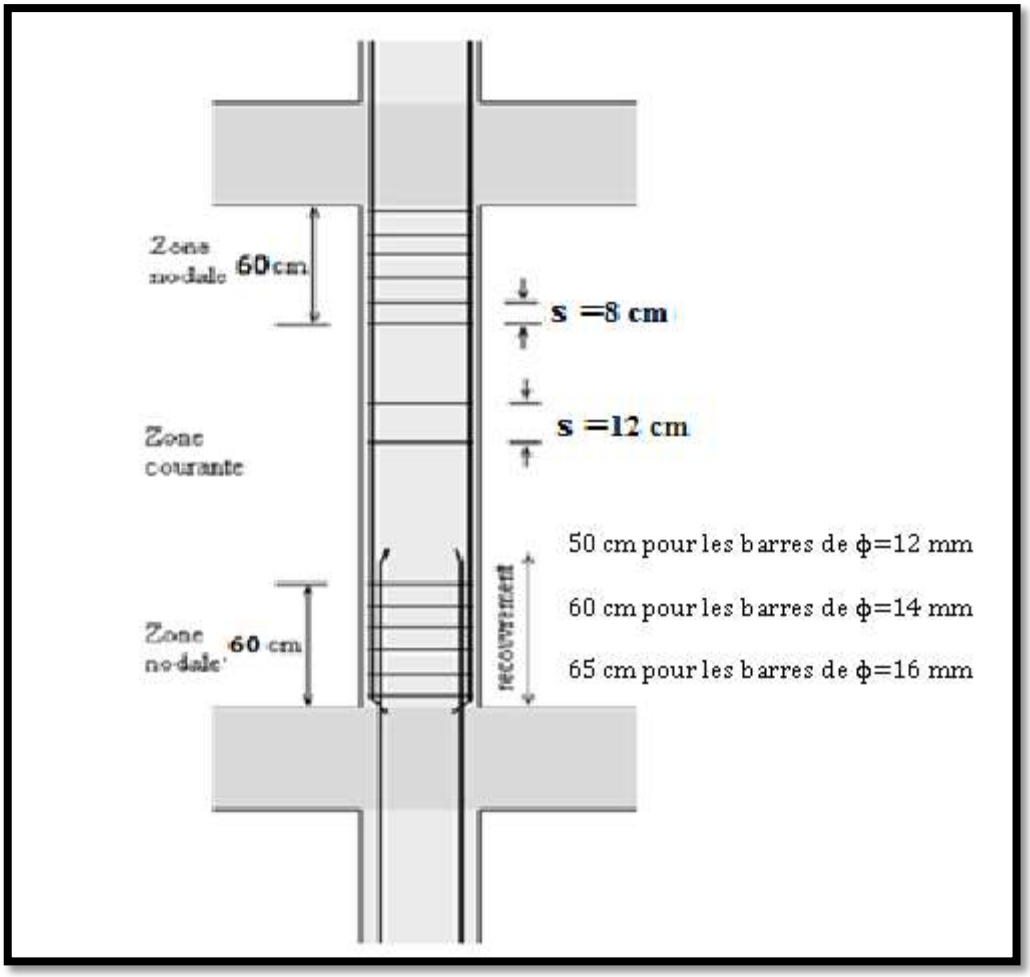


Figure V. 9 : Disposition des armatures pour les poteaux

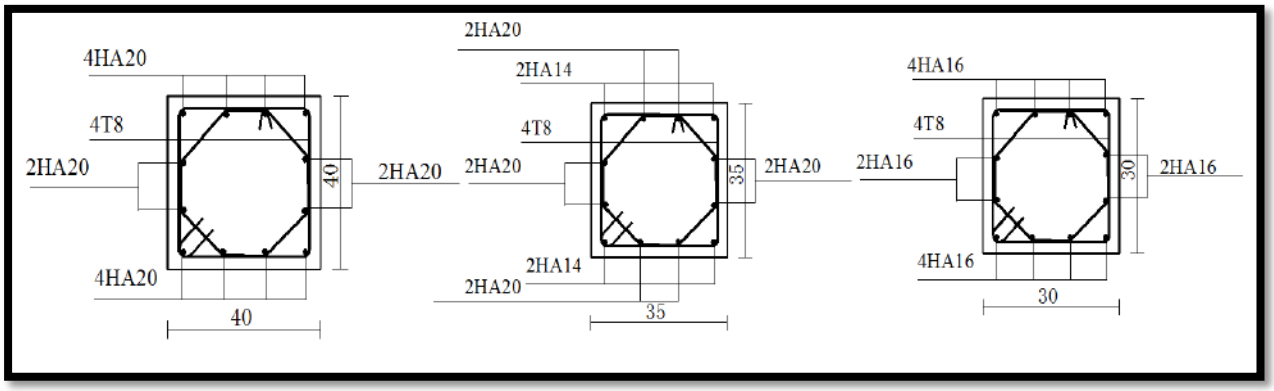


Figure V. 10 : Ferraillage des poteaux de rive

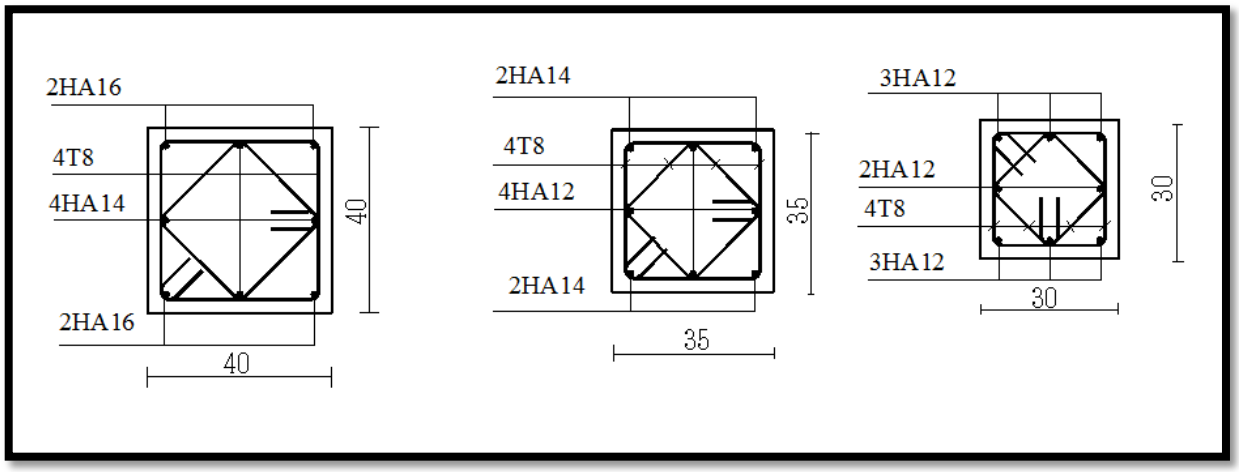


Figure V. 11 : Ferraillage des poteaux intermédiaires

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

A. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1.Aciers verticaux : [1] ►► [Art 7.7.4.1] ◄◄

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.1.2.Aciers horizontaux : [1] ►► [Art 7.7.4.2] ◄◄

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour l'épaisseur suivante :

- e=15 cm

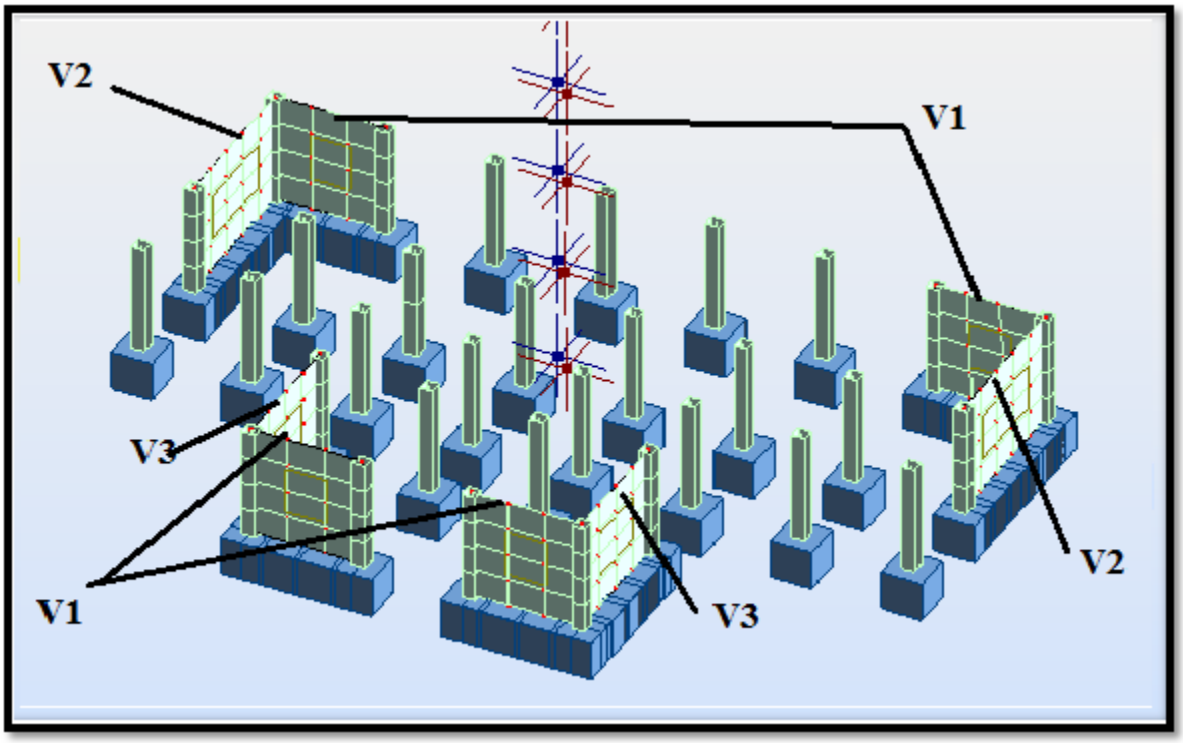


Figure V. 12 : Disposition des voiles

- **Méthode de calcul : [6]**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

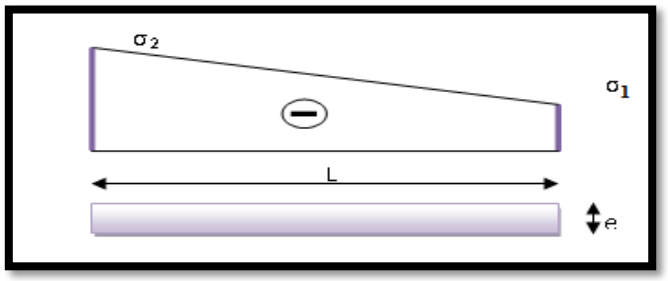


Figure V. 13 : Section entièrement tendue

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] \times e \times L$$

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): σ_1 et $\sigma_2 > 0$

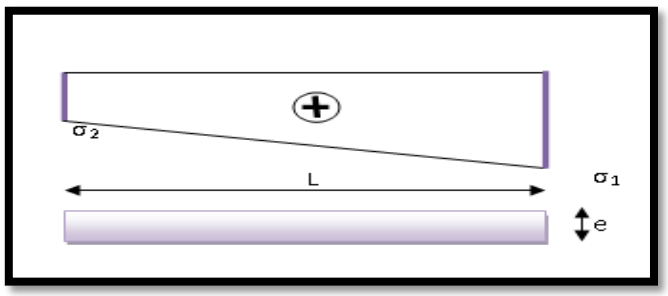


Figure V. 14 : Section entièrement comprimée

$$A_{S\,min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : σ_1 et σ_2 **de signes opposées.**

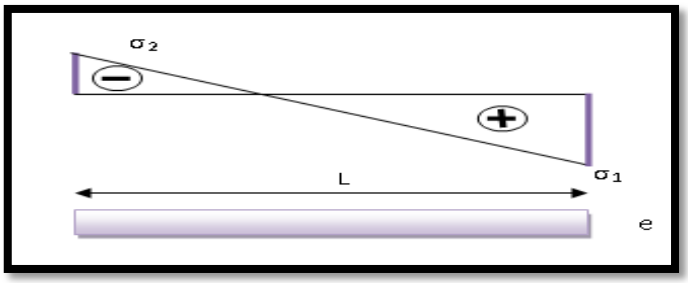


Figure V. 15 : Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L => F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} => A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

V.4.2. Ferraillage verticale :

Tableau V- 20 : Les armatures verticales des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5).

Epaisseur15			
Voile	V1	V2	V3
L (m)	3.30	4.80	3.60
σ_1 (MPa)	9.41	10.92	11.56
σ_2 (MPa)	-1.81	-1.92	-1.70
Nature	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	0.69	1.25	0.9
F(KN)	61.25	79.12	46.23
σ_s (MPa)	400	400	400
(A_s/ml)(cm^2)	1.52	1.97	1.15
($A_{s'}$/ml) (cm^2)	152	1.97	1.15
0.2 $^0/_0$ Bt	1.35	1.95	1.02
A_s/ml $\geq$ 0.2 $^0/_0$ Bt	C.V	C.V	C.V
A_{min} CBA (cm^2)	4.95	7.20	5.40
A_{min} RPA (cm^2)	11.41	15.13	12.31
S_t d'about (cm)	10	10	10
S_t courante (cm)	20	20	20
(2) armatures d'about	8HA10	30HA10	8HA10
(2) armatures Courante	2HA10	8HA10	3HA10

V.4.3. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

Pour notre bloc, toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

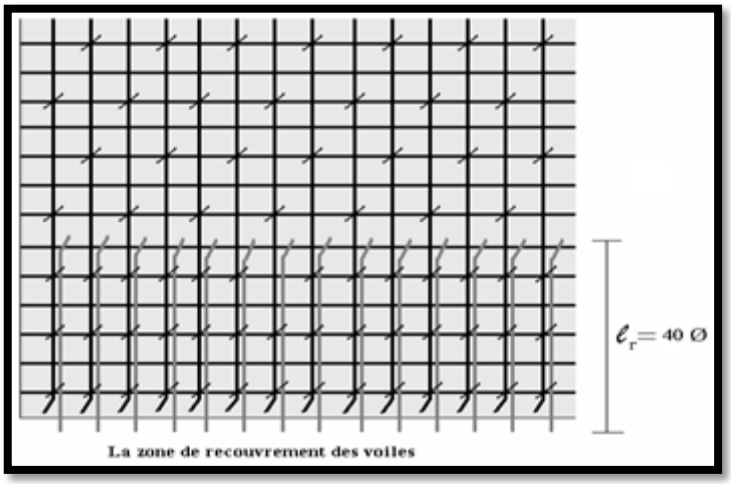


Figure V. 16 : La zone de recouvrement des voiles

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V- 21 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1,V_2,V_3, V_4,V_5)

Voile	Epaisseur (cm)	TK)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	15	468.33	1.165	5	C.V
V2	15	544.39	0.776	5	C.V
V3	15	566.38	0.986	5	C.V

V.4.4. Ferraillage horizontal :

➢ **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : At=2.at=2.$\pi\phi_t^2/4$=1.00cm^2, ϕt =8 mm.

L'espacement St des aciers horizontaux :$S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$

- K=1+3(σ_{cm}/ f_{cj}) en flexion composée avec compression.
- K=1-10($_{\sigma tm}$/ $_{fcj}$) en flexion composée avec traction.
- σ_{cm}=N_c/B, σ_{tm}=N_t/B (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction B=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\,[0.9d, 40cm]\ \textbf{[2]} \\ St \leq \text{min}\,(1{,}5a, 30cm)\ \textbf{[1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

Tableau V- 22 : Détermination des armatures horizontales

Voile	NIV	Ep (cm)	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin $=0.15^0/_0$ B	Ah≥ Amin
V1	RDC	15	40	22.5	20	2(17Ø8) =8.53	7.2	C.V
	E.C	15	40	22.5	20	2(15Ø8) =7.54	6.21	C.V
V2	RDC	15	40	22.5	20	2(16Ø8) =8.04	6.98	C.V
	E.C	15	40	22.5	20	2(14Ø8) =7.03	5.99	C.V
V3	RDC	15	40	22.5	20	2(16Ø8) =8.04	6.98	C.V
	E.C	15	40	22.5	20	2(14Ø8) =7.03	5.99	C.V

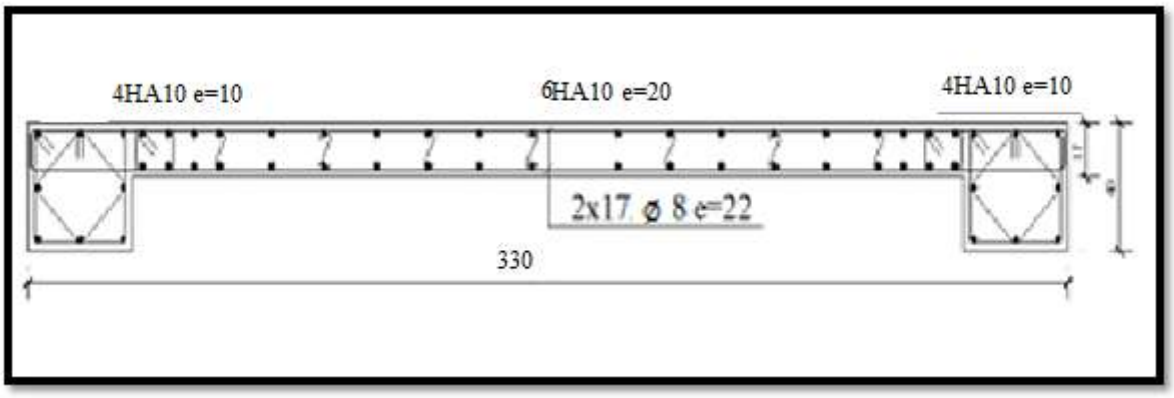


Figure V. 17 : Disposition des armatures dans le voile V_1

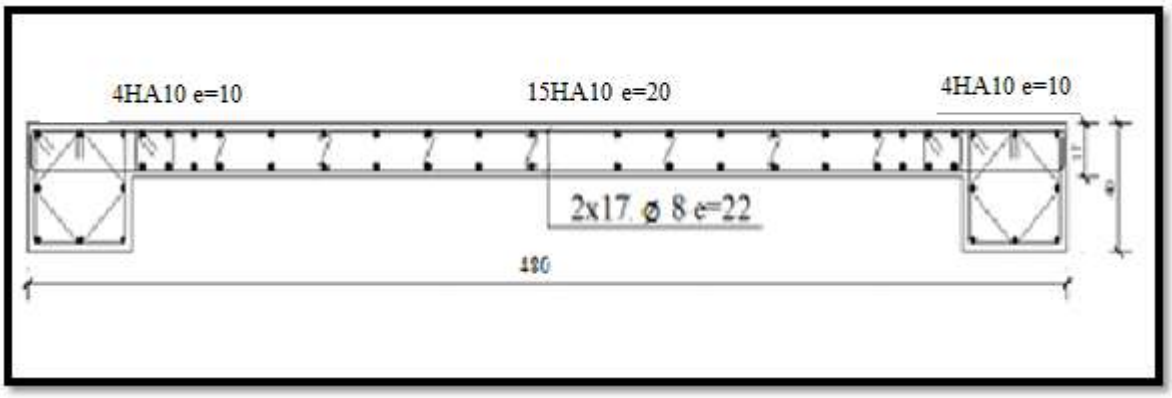


Figure V. 18 : Disposition des armatures dans le voile V_2

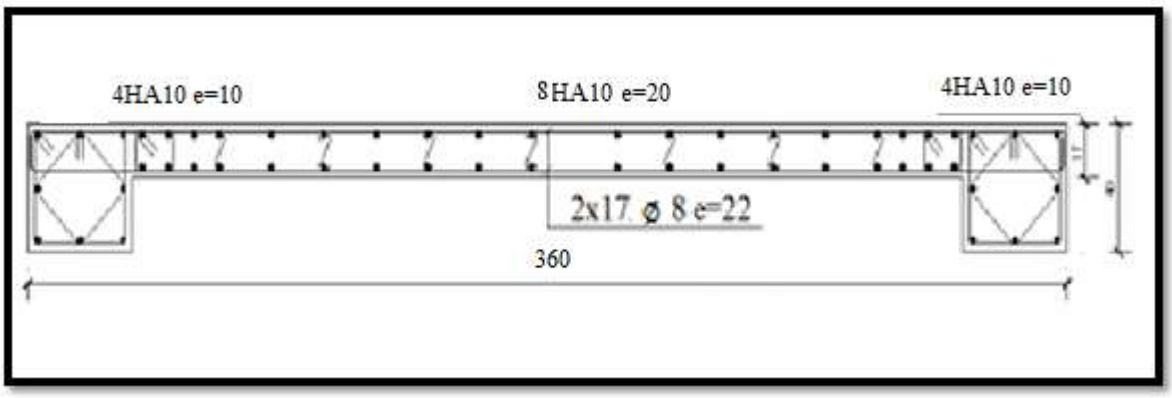


Figure V. 19 : Disposition des armatures dans le voile V3

Introduction :

Une fondation est un ouvrage de transition entre les éléments porteurs de la structure et le 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.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

- Reconnaissance du lieu et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

D'après l'étude géologique; géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argileux de couleur grisâtre
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne
- Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront:

- Teneur en eau naturelle : **W = 14.08 %**
- Pression de consolidation : **σ_c = 2.20 bars**
- Coefficient de compressibilité: **C_c=0.160**
- Coefficient de gonflement : **C_s=0.010**
- Angle de frottement interne : **φ = 33°**

- Cohésion : $\mathbf{C_u = \sigma_c\ (0.11+0.37\ I_p) \Rightarrow C_u = 0.45 bars}$
- Poids volumique total humide: $\mathbf{\gamma = 19.10\ kN/m^3}$

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à $\mathbf{\sigma_{sol} = 2.0\ bars}$ avec un ancrage de **1.80m** sous le niveau du sous-sol

- Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

Les schémas suivants montrent la disposition initiale des semelles :

VI.1. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

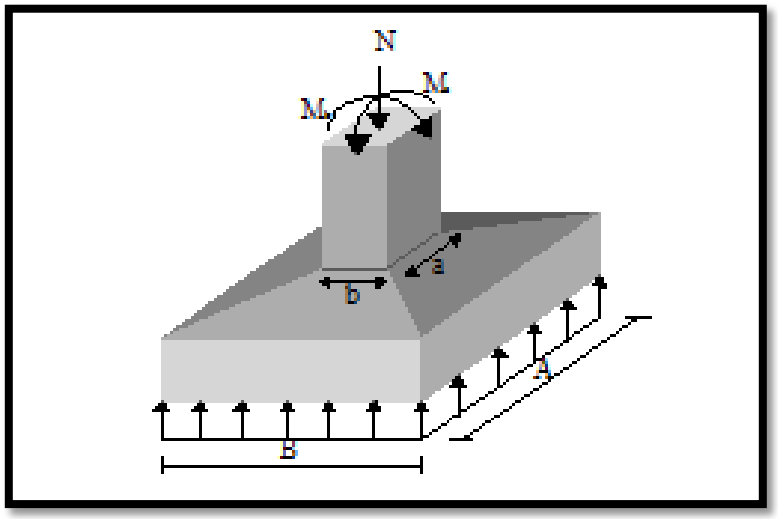


Figure VI. 1 : représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

✓ **Si M=0 :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow \begin{cases} da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a\ adp} - \frac{\phi a + \phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

✓ **Si M≠0 :**

On procède comme suit:

Tableau VI- 1 : récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><td colspan="2">Repartition trapézoïdale</td><td colspan="2">Repartition triangulaire</td></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensionnement des semelles</td></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \geq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma s.B^2 - (3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma s)B - 2.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>$\Rightarrow B \Rightarrow A$</td><td colspan="2" rowspan="2">$A=\frac{a}{b}.B$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0</td><td>$\frac{b}{a}\sigma s.A^3 - N.A - 3.e_{0a}.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td colspan="4">Ferraillage des semelles</td></tr>
<tr><td>$e_{0b} \leq B/18$</td><td>$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\ db\ \sigma s})$</td><td colspan="2">$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Ab= M_{1b}/\beta.db.\sigma s$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td><td>Ma=0</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0 et
$e_{0a} \leq A/18$</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td><td>Ma≠0</td><td>$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Aa= M_{1a}/\beta.da.\sigma s$</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : $Sa=\frac{B-2(e+\phi b+\frac{\phi a}{2})}{na-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\phi b}{2})}{nb-1}$

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

VI.1.1. Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau VI- 2 : Dimensionnement des semelles isolées S_1,S_2,S_3 à l'ELS

	N_{ELS} (KN)	$M_{X\ ELS}$ (KN.m)	$M_{Y\ ELS}$ (KN.m)	A(m)	B(m)	h(cm)	d_a(cm)	d_b(cm)	e(cm)
S1	924.39	3.18	0.17	2.20	2.20	50	44.4	43.2	25
S2	649.86	9.57	0.09	1.90	1.90	45	39.4	38.2	20
S3	409.77	2.57	1.51	1.50	1.50	35	29.4	28.2	15

VI.1.2. Ferraillage des semelles isolées :

Tableau VI- 3 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1,S_2,S_3 à l'ELU

	N (kN)	$M_{X\ ELU}$ (KN.m)	$M_{Y\ ELU}$ (KN.m)	Méthode des bielles		$A_{a\ ELU}$ (cm^2)	$A_{b\ ELU}$ (cm^2)
				$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	$e_{0b\ ELU} \leq B/18$		
S1	1204.23	4.37	0.23	C.V	C.V	17.39	17.31
S2	890.66	13.20	0.12	C.V	C.V	12.84	12.85
S3	558.40	3.51	2.05	C.V	C.V	7.64	7.60

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\left(\eta f_{c28}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 202\,\text{MPa}$$

Tableau VI- 4 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S_1,S_2,S_3 à l'ELS

	N (kN)	Méthode des bielles		$A_{a\ ELS}$ (cm^2)	$A_{b\ ELS}$ (cm^2)
		$e_{0a\ ELS} \leq A/18$	$e_{0b\ ELS} \leq B/18$		
S1	924.39	C.V	C.V	13.34	13.29
S2	649.86	C.V	C.V	9.37	9.16
S3	409.77	C.V	C.V	5.61	5.57

Recapitulation:

Tableau VI- 5 : Ferraillage final des semelles isolées S_1,S_2,S_3 et leur espacement

	$A_{a\ final}$ (cm^2)	$A_{b\ final}$ (cm^2)	S_a(cm)	S_b(cm)
S1	16HA12=18.09	16HA12=18.09	14	14
S2	12HA12=13.56	12HA12=13.56	17	17
S3	8HA12=9.05	8HA12=9.05	20	20

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset\ .\ fe}{4\ .\ \tau s} = \frac{1{,}2\ .\ 400}{4\ .\ 2{,}835}$ =42.32 cm

Tableau VI- 6 : Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées S_1,S_2,S_3

	B(m)	A(m)	A/4 (cm)	Ls (cm)	Ls≤ **A /4**	A/8 (cm)	A/8≤Ls≤ **A/4**
S1	2.20	2.20	55	45	C.V	27.5	C.V
S2	1.90	1.90	47.5	45	C.V	23.8	C.V
S3	1.50	1.50	37.5	45	C.N.V	18.2	C.N.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets, sauf la semelle(S3).

- **Vérification de la stabilité au renversement** : **[1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄**

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI- 7 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées S_1,S_2,S_3

	N_{ELU} (kN)	$M_{X\ ELU}$ (kN.m)	$M_{Y\ ELU}$ (kN.m)	e_X(m) . 10^{-3}	e_Y(m) . 10^{-3}	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
S1	1204.23	4.37	0.23	3.63	0.19	2.2	0.55	C.V
S2	890.66	13.20	0.12	14.82	0,14	1.9	0.475	C.V
S3	558.40	3.51	2.05	6.29	3.67	1.5	0.375	C.V

VI.2. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement ;

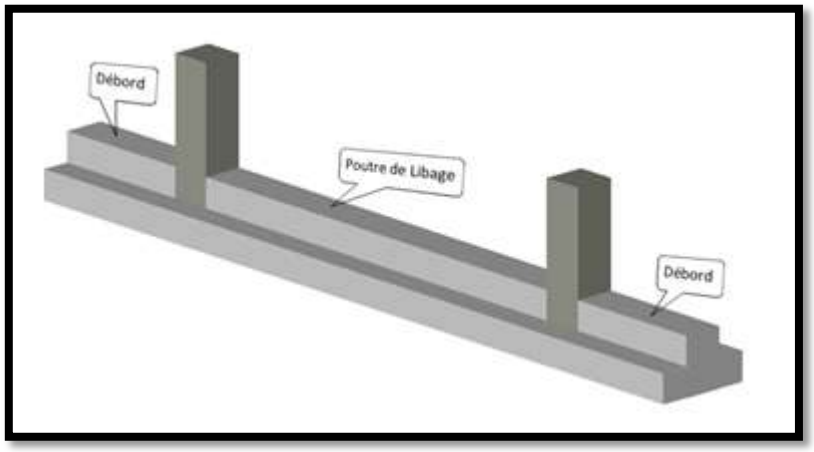


Figure VI. 2 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

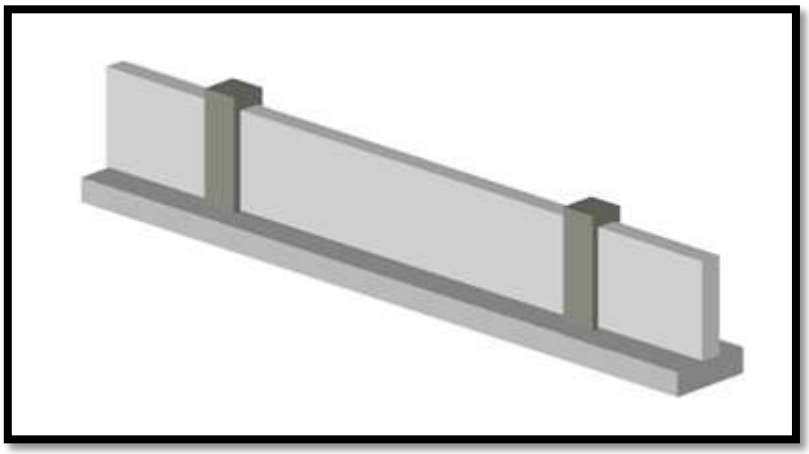


Figure VI. 3 : Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.2.1. Semelles filantes sous voile(SF) et sous deux voiles(SFDV)

VI-2-1-1- Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :$N = \frac{\sum N}{L}$; $M = \frac{\sum M}{L}$

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI- 8 : dimensionnement des semelles filantes SF(1.2.3.4.5) sous voiles à l'ELS

	N_{ELS}/ml (kN)	M_{ELS}/ml (KN)	A(m)	B(m)	h(cm)	d (cm)	e(cm)
SF1	299.17	3.80	1	1.60	45	39.4	20
SF2	340.60	2.86	1	1.80	50	44.4	20
SF3	298.41	3.96	1	1.60	45	39.4	20
SF4	327.66	6.02	1	1.70	50	44.4	20
SF5	388.34	7.85	1	2.00	55	49.4	20
SFDV	275.08	6.07	1	1.50	40	34.4	20

VI-2-1-2- Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

- Armatures de répartition : $Arép = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4}$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI- 9 : ferraillage des semelles filantes SF(1.2.3.4.5) sous voiles à l'ELU

	Nu/ml (kN)	M_u/ml (KN)	$e_{0\ ELU} \leq A/18$	A/ml (cm^2)	A_{rep} (cm^2)
SF1	408.47	5.21	C.V	5.72	2.29
SF2	461.97	3.82	C.V	6.54	2.94
SF3	407.47	6.78	C.V	5.75	2.3
SF4	431.16	3.96	C.V	6.17	2.62
SF5	531.72	10.79	C.V	7.78	3.89
SFDV	376.20	8.33	C.V	4.80	1.80

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\left(\eta f_{c28}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 202\,\text{MPa}$$

Tableau VI- 10 : ferraillage des semelles filantes SF(1.2.3.4.5) sous voiles à l'ELS

	N_{ELS}/ml (kN)	M_{ELS}/ml (KN)	$e_{0\ ELS} \leq A/18$	A /ml (cm^2)	A_{rep} (cm^2)
SF1	299.17	3.80	C.V	4.19	1.67
SF2	340.60	2.86	C.V	4.82	2.17
SF3	298.41	3.96	C.V	4.19	1.67
SF4	327.66	6.02	C.V	4.68	1.94
SF5	388.34	7.85	C.V	5.69	2.85
SFDV	275.08	6.07	C.V	3.51	1.32

Recapitulation:

Tableau VI- 11 : le ferraillage finale des filantes SF(1.2.3.4.5) sous voiles

	A_{finale} (cm^2)	$A_{rep\ finale}$ (cm^2)	S (cm)	S_{rep} (cm)
SF1	6HA12=6.78	5HA10=3.92	17	20
SF2	6HA12=6.78	5HA10=3.92	17	20
SF3	6HA12=6.78	5HA10=3.92	17	20
SF4	6HA12=6.78	5HA10=3.92	17	20
SF5	7HA12=7.91	5HA10=3.92	14	20
SFDV	5HA12=5.65	5HA10=3.92	20	20

✓ Vérification des longueurs de scellement :

Tableau VI- 12 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

	A(m)	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	$Ls \leq \mathbf{B/4}$
SF1	1	1.6	40	45	C.N.V
SF2	1	1.8	48	45	C.V
SF3	1	1.6	40	45	C.N.V
SF4	1	1.7	42.5	45	C.N.V
SF5	1	2.0	50	45	C.V
SFDV	1	1.5	37.5	45	C.N.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets, sauf les semelles (SF1 ,SF3 ,SF4, SFDV).

- Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau VI- 13 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes

	Nu/ml (kN)	M_u/ml (KN)	e(m) $.10^{-3}$	A(m)	A/4 (m)	e ≤A/4
SF1	408.47	5.21	12.75	1.60	0.40	C.V
SF2	461.97	3.82	8.27	1.80	0.48	C.V
SF3	407.47	6.78	16.64	1.60	0.4	C.V
SF4	431.16	3.96	19.65	1.70	0.43	C.V
SF5	531.72	10.79	20.61	2.00	0.5	C.V
SFDV	376.20	8.33	22.14	1.50	0.38	C.V

VI.2.2. Semelles filantes sous deux poteaux :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

a. Transversalement :

La dimension transversale A: $A = \frac{li + li+1}{2} + b$.

b. longitudinalement :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$l\,max \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E $=3700\sqrt[3]{fc28} = 10818{,}86$ MPa).

$l\,max$: La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$

h_p : la hauteur de la poutre de libage $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$

$q = \frac{\sum N}{L}$

Avec :

$\sum Ni$: la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage

- Armatures de peau **[2]** :

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm(f_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

- Application numérique :

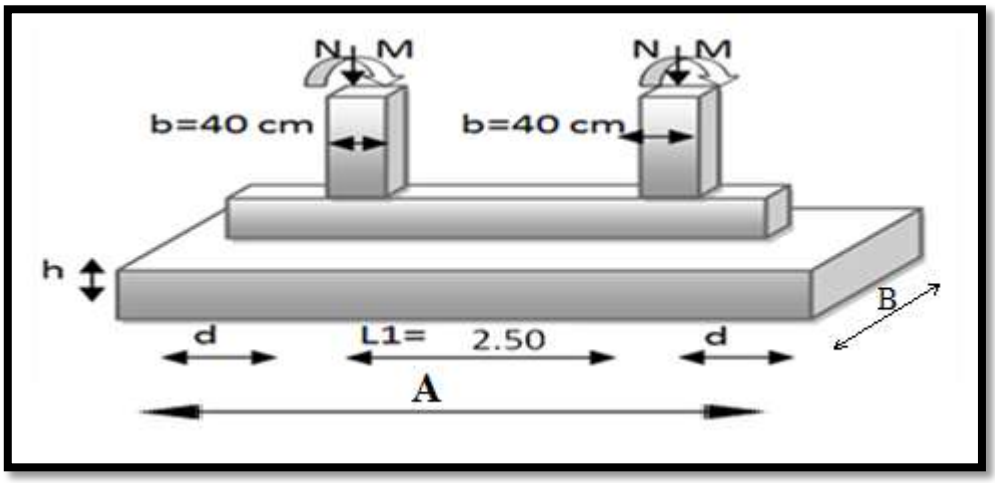


Figure VI. 4 : Représentation 3D de SFP(1,2,3,4)

Tableau VI- 14 : détermination de la longueur des débords de SFP(1,2,3,4)

	Le(m)	**π**/4. Le(m)	d(m)	d≤ **π**/4. Le	**π**/2. Le(m)	L_{max}	L_{max}≤ **π**/2. Le
SFP1	1.64	1.29	0.8	C.V	2.57	2.9	C.V
SFP2	1.64	1.29	0.8	C.V	2.57	2.9	C.V
SFP3	1.64	1.29	0.8	C.V	2.57	2.9	C.V
SFP4	1.64	1.29	0.8	C.V	2.57	2.9	C.V

VI-2-2-1- Dimensionnement :

Tableau VI- 15 : dimensionnement de SFP(1,2,3,4)

	N1 (kN)	N_2(kN)	A(m)	B(m)	h(cm)	d (cm)	e(cm)
SFP1	1060.35	830	2.9	1.80	45	39.4	20
SFP2	1135.79	985.23	2.9	2.00	50	44.4	20
SFP3	875.69	963.87	2.9	1.90	45	39.4	20
SFP4	844.83	794.02	2.9	1.50	35	29.4	15

VI-2-2-2- Ferraillage :

Tableau VI- 16 : ferraillage de SFP(1,2,3,4)

	N_{max} (kN)	M_b (kN.m)	A_b (cm^2)	A_b (cm^2)	A_{rep} (cm^2)	A_{rep} (cm^2)	S_b(cm)	S_{rep} (cm)
SFP1	1060.35	3.47	14.89	14HA12 =15.83	6.70	6HA12 =6.78	10	17
SFP2	1135.79	15.68	16.45	15HA12 =16.96	8.22	8HA12 =9.04	11	12
SFP3	963.87	5.37	13.80	13HA12 =14.70	6.56	6HA12 =7.78	11	17
SFP4	844.83	0.90	12.09	11HA12 =12.43	5.76	6HA12 =6.78	10	17

VI.3.Ferraillage des poutres de libage :

- Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :

Tableau VI- 17 : ferraillage la poutre de libage de SFP(1,2,3,4)à l'ELU

		M_u (kN.m)	d(m)	μ	β	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{choisis}$(cm^2)
SFP1	travée	-230.31	0.642	0.072	0.961	9.34	0	5HA16 =10.05
	appui	129.55	0.642	0.042	0.978	5.16	0	3HA16 =6.03
SFP2	travée	-258.41	0.642	0.084	0.955	10.53	0	6HA16 =12.06
	appui	145.36	0.642	0.047	0.975	5.80	0	3HA16 =6.03
SFP3	travée	-224.12	0.642	0.073	0.961	9.07	0	5HA16 =10.05
	appui	126.07	0.642	0.041	0.978	5.02	0	3HA16 =6.03
SFP4	travée	-199.67	0.642	0.065	0.966	8.03	0	4HA16 =8.04
	appui	112.31	0.642	0.036	0.981	4.46	0	3HA14 =4.62

➢ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI- 18 : vérification des contraintes la poutre de libage de SFP(1,2,3,4) à l'ELS

		M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	y_1 (cm)	$I_0 .10^3$ (cm^4)	K_1 (N/mm^3)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{b\leq}$ [σ_b]	$\sigma_{s\leq}$ [σ_s]
SFP1	travée	-171.37	10.05	18.50	396.259	0.437	8.10	164.97	C.V	C.V
	appui	96.40	6.03	14.93	263.943	0.365	5.45	122.71	C.V	C.V
SFP2	travée	-194.54	12.06	19.67	446.204	0.435	8.58	198.37	C.V	C.V
	appui	109.43	6.03	14.93	263.943	0.415	6.17	150.38	C.V	C.V
SFP3	travée	-180.47	10.05	18.55	399.259	0.452	8.32	178.09	C.V	C.V
	appui	101.51	6.03	14.93	263.943	0.384	5.74	133.56	C.V	C.V
SFP4	travée	-145.96	8.04	16.89	334.174	0.436	7.38	128.35	C.V	C.V
	appui	82.10	4.62	13.28	210.911	0.389	5.17	92.35	C.V	C.V

✓ On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte les poutres de libage de (40x70) (cm^2), noyée dans la semelle.

✓ h_p=(70) cm< 80 cm, donc il n'ya pas des armatures de peau.

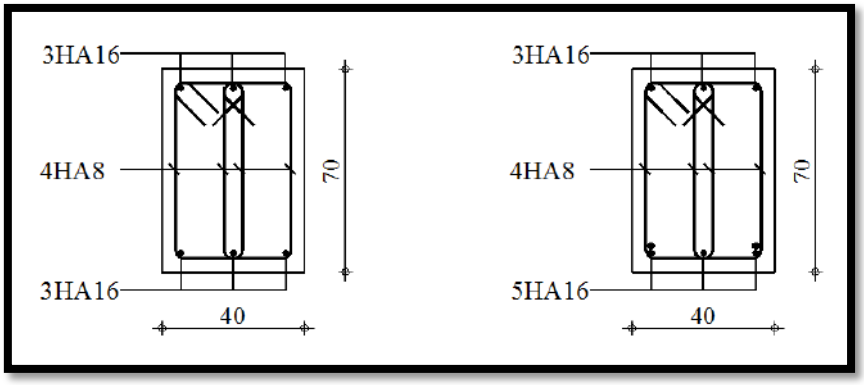


Figure VI. 5 : disposition du ferraillage de la poutre de libage SFP1 ,SFP3

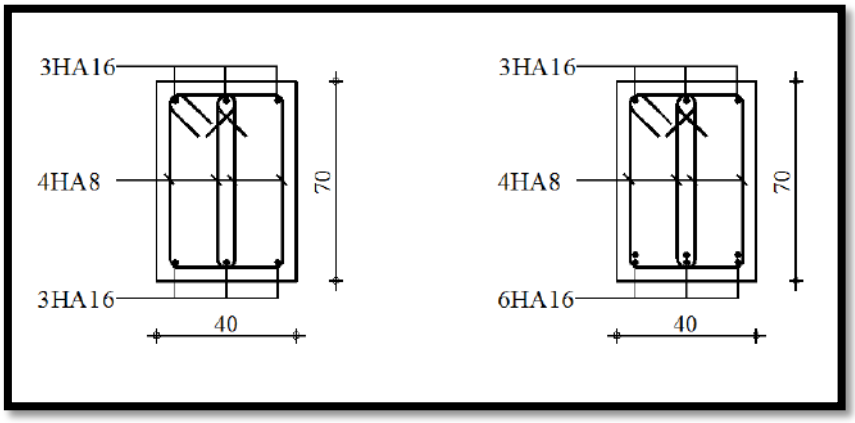


Figure VI. 6 : disposition du ferraillage de la poutre de libage SFP2

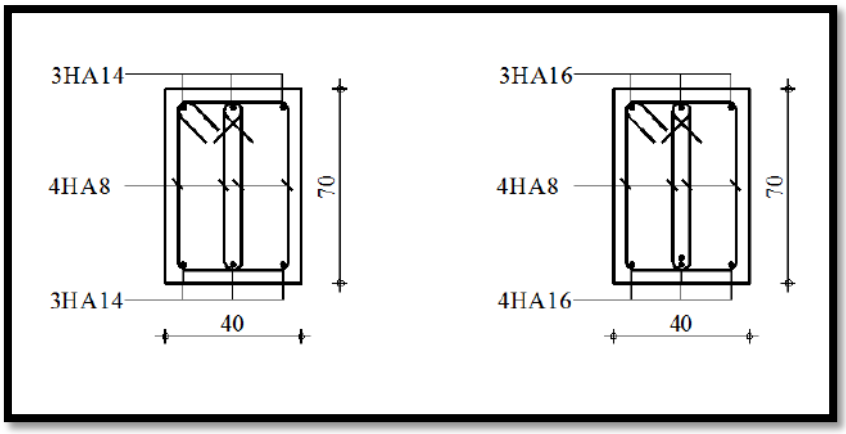


Figure VI. 7 : disposition du ferraillage de la poutre de libage SFP4

- Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.6 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.835} = 56.43\ cm$$

$$ls = 56.43\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{100}{4} = 25cm$$

Conclusion :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes de 135^0.

➢ Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau VI- 19 : Vérification de la stabilité au renversement de SFP(1,2,3,4)

	N_{ELU} (kN)	M_{ELU} (kN.m)	e(m) $.10^{-3}$	B (m)	B/4 (m)	e ≤B/4
SFP1	1060.35	3.47	3.27	1.80	0. 450	C.V
SFP2	1135.79	15.68	13.81	2.00	0.500	C.V
SFP3	963.87	5.37	5.57	1.90	0.475	C.V
SFP4	844.83	0.90	1.07	1.50	0.375	C.V

➢ Armatures transversales :

Calcul de l'effort tranchant T_u :

T_{u1}=460.61. x =460.61. 1=460.61 kN

T_{u2}=516.82. x =516.82. 1=516.82 kN

T_{u3}=448.24. x =448.24. 1=448.24 kN

T_{u4}=399.33. x =399.33. 1=399.33kN

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

(Fissuration préjudiciable) $\overline{\tau_u} = 3.26$ $\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 \cdot f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$

$$\tau_{u1} = \frac{Tu}{b_0 * d} = \frac{460.61 \,.\, 10^3}{400 \,.\, 492} = 2.34\ MPa < [\tau] = 3.26\ MPa \qquad C.V$$

$$\tau_{u2} = \frac{Tu}{b_0 * d} = \frac{516.82 \,.\, 10^3}{400 \,.\, 542} = 2.38\ MPa < [\tau] = 3.26\ MPa \qquad C.V$$

$$\tau_{u3} = \frac{Tu}{b_0 * d} = \frac{448.24 \,.\, 10^3}{400 \,.\, 492} = 2.28\ MPa < [\tau] = 3.26\ MPa \qquad C.V$$

$$\tau_{u4} = \frac{Tu}{b_0 * d} = \frac{399.33 \,.\, 10^3}{400 \,.\, 442} = 2.26\ MPa < [\tau] = 3.26\ MPa \qquad C.V$$

Tableau VI- 20 : calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement de SFP(1,2,3,4)

		CBA 93		RPA 99			At $_{choisi}$ et St $_{choisi}$	
	τ_u (MPa)	At (cm^2)	S (nodale) (cm)	S' (courante) (cm)	At (cm2)	S (nodale) (cm)	At $_{choisi}$ (cm^2)	St $_{choisi}$ (cm)
SFP1	2.34	3.14	10	20	2.4	12	4HA10=3.14	12
SFP2	2.38	3.14	10	25	3	15	4HA10=3.14	15
SFP3	2.28	3.14	10	20	2.4	12	4HA10=3.14	12
SFP4	2.26	3.14	10	20	2.4	12	4HA10=3.14	12

*Vérification de la flèche : **(CBA93)**

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

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

Tableau VI- 21 : Vérification de la flèche pour la poutre de libage de SFP(1,2,3,4)

Poutre de libage	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif. 1	Mt/10Mo	Vérif. 2	A/bo.d	4.2/fe	Vérif. 3
1	4.5	55	0.107	0.0625	C.V	0.085	C.V	0.0016	0.0105	C.V
2	4.5	60	0.117	0.0625	C.V	0.085	C.V	0.0014	0.0105	C.V
3	4.5	55	0.107	0.0625	C.V	0.085	C.V	0.0016	0.0105	C.V
4	4.5	50	0.097	0.0625	C.V	0.085	C.V	0.0018	0.0105	C.V

VI.4. 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.4.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm²

On adopte une section de 30 x 40 cm².

VI.4.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELS.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI- 22 : Valeurs de α

site	zone I	zone IIa	zone IIb et III
S_3	15	12	10

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1204.23}{12} = 100.35 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{924.39}{12} = 77.03 \text{ kN}$$

VI.4.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a. à l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : $F_u = 120.80$ kN

Alors: $A_u = \frac{100.35*10^3}{400} = 2.51\text{cm}^2$

a. 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 on a : $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3\text{cm}^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78cm²**

b. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$F_{ser} = 77.03$kN

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{77.03 * 10^3}{678} = 192.58\text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202\text{ MPa (C.V)}$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B:**[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄** on a:

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*40}{100} = 7.2cm^2$$

Donc on adopte **A=6HA14=9.23 cm²**

a. 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 **[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**qui doit être inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$).

d.1. section :

on a :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

On adopte: $\varphi_t = 6\,mm$

A_t = 2ϕ6 = 0.57 cm²

d.2. Espacement:

on a :

$$S_t \leq \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 21cm\right]$$

On adopte: **S_t = 15 cm.**

e. Recapitulation:

on a :

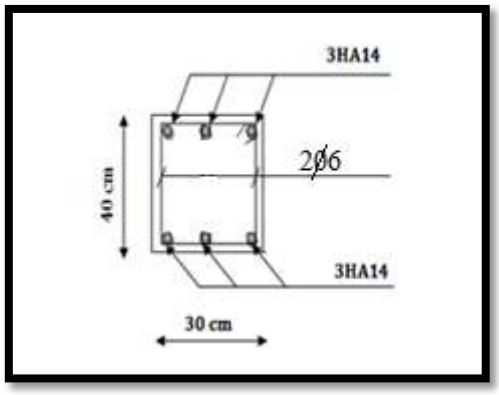


Figure VI. 8 : Ferraillage des longrines

CONCLUSION GENERALE

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

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 toute notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature auto-stable contreventée par voiles a été exigée par le règlement parasismique Algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction et de réalisation.

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Bibliographie

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

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

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

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

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- [5] : Formulaire de béton armé. DAVIDOVICI VICTOR.
- [6] : Stabilité des voiles et des fondations. « ALBIGES et GOULET ».
- [7] : Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert (2002) :

  Fondation et ouvrages en terres. Edition Eyrolles.

Logiciels :

- ROBOT version 25.0
- SOCOTEC
- AUTO CAD 2010