REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en Sous-Sol + Rez-De Chausser + 05 étages À usage d'Habitation

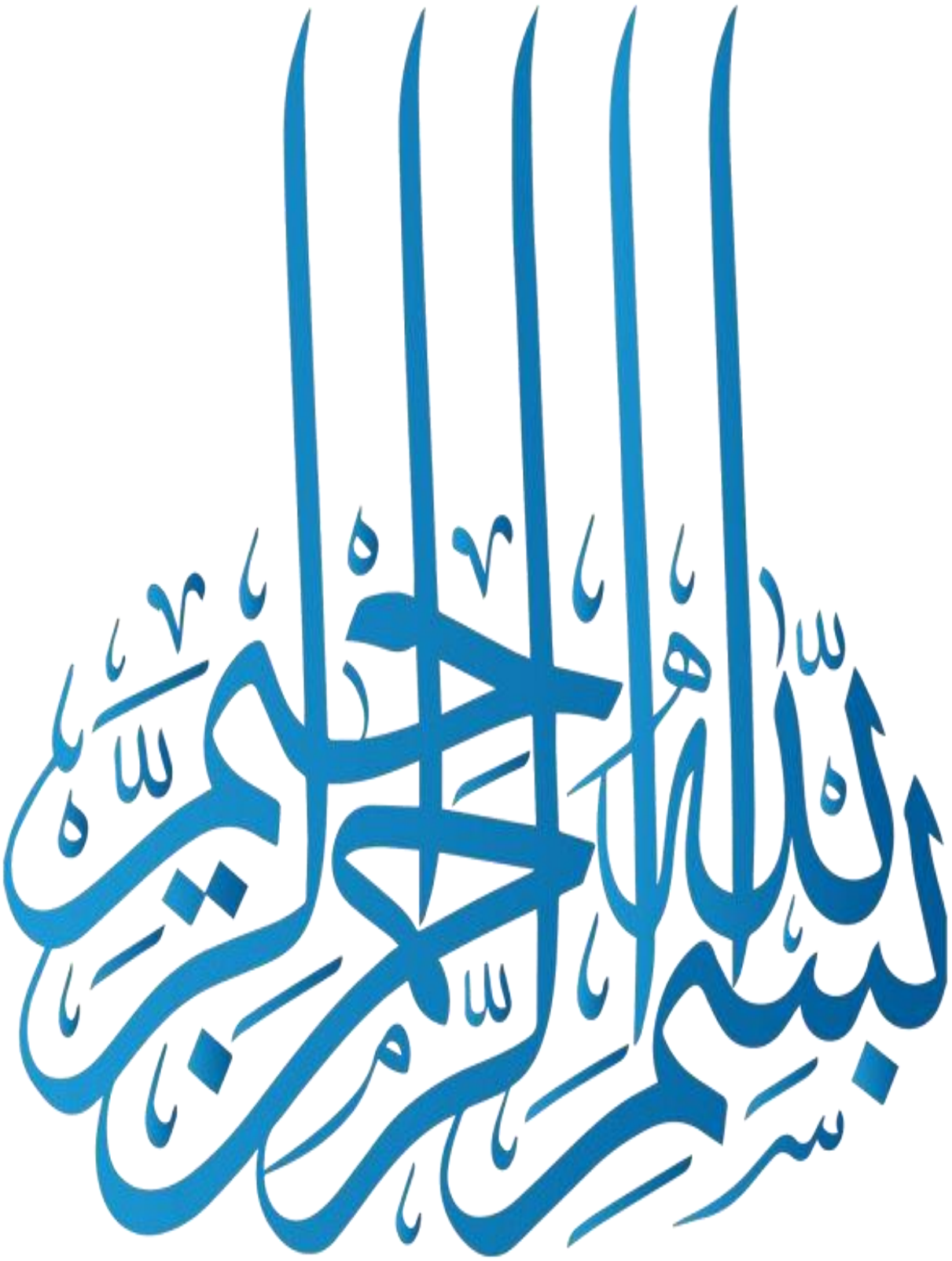
Présenté par

SAHI WAIL
TALBI AHMED BILLAL

Proposé et Dirigé par

Mr. TOUZOUT Mohamed Amine

2022/2023



Remerciement

Nous souhaitons tout d'abord exprimer notre gratitude à ALLAH de nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir, ainsi que de nous avoir accordé le courage et la volonté nécessaires pour accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance envers notre promoteur, Monsieur TOUZOUT Mohamed Amine, pour tous leurs conseils, orientations et leur grand soutien dans l'élaboration de ce projet de fin d'études.

Nous adressons également nos sincères remerciements à tous les enseignants du département de Génie civil, ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué à notre formation.

Et nous n'oublions certainement pas nos parents, nos amis et tous ceux qui nous ont aidés dans notre tâche. Nous leur disons un grand merci.

Résumé :

- Ce travail est une étude d'un bâtiment de Sous-Sol + Rez-De Chausser + 05 étages à usage d'habitation qui est implanté à Médéa classée en zone sismique II-b.

- La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

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

Les mots clés : Bâtiment / Etage / Plancher / Escalier / Coefficient d'accélération Ferraillage.

Abstract :

- This work is a study of a building of five floors and an underground level with habitational purpose sited in MEDEA classified as a seismic zone II-b.

- The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system (frames + shear walls)

- Dimensioning and calculation of resistance elements were done according to the rules (CBA93 andRPA99/v2003).

Key words: Building / Floor / Slab / Stairs / Acceleration coefficient Reinforcement.

ملخص:

- هذا العمل عبارة عن تصميم ودراسة لمبنى من طابق تحت ارضي +طابق أرضي+5 طوابق لغرض السكن يقع في ولاية المدية المصنف في المنطقة الزلزالية II-b.

- يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والعمودية عن طريق نظام مختلط (اعمدة + جدران الخرسانة المسلحة).

- **تم قياس عناصر المقاومة وحسابها وفقًا للقواعد (CBA93 و RPA 99 / v2003).**

الكلمات المفتاحية: البناء / الأرضية / السطح / الدرج / معامل التسريع / التعزيز.

SOMMAIRE

INTRODUCTION *1*

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE **2**

I.1-INTRODUCTION *3*

I.2-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT *3*
I.2.1-Dimensions en élévation 3
I.2.2-Dimensions en plan 3

I.3-CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE *4*
I.3.1-Classification des zones sismiques 4
I.3.2-Classification des sols 4
I.3.3-Classification des systèmes de contreventement 4

I.4-CONCEPTION STRUCTURELLE *4*
I.3.1-Planchers 4
I.3.2-Les escaliers 4
I.3.3-Maçonnerie 5
I.3.4-Murs extérieurs 5
I.3.5-Murs intérieurs 5
I.3.5-Revêtement 5
I.3.6-L'acrotère 5
I.3.7-L'infrastructure 5

I.4-CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION : *6*
I.4.1-Béton 6
Composition du béton 6
Caractéristiques Physiques et Mécaniques du Béton 6
a) Masse Volumique 6
b) Retrait Hygrométrique 7
c) Résistance caractéristique à la compression 7
I.4.2-Les Armatures 8
I.4.2.1-Type d'acier utilisé : 9
I.4.2.2-Contrainte de calcul d'acier : 9
I.4.1.2.1-Etat Limite Ultime « E.L.U » : 9
I.4.1.2.2-Etat Limite Service (E.L.S) : 10

I.5-COMBINAISONS DE CALCUL : *11*

I.6-LES REGLEMENT UTILISES : *11*

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT **12**

II.1-INTRODUCTION *13*

II.2- PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS *13*
II.2.1. Plancher à corps creux 13
Condition d'isolation acoustique : 14
II.2.2. Plancher à dalle pleine C.B.A.93 14
Evaluation des charges 15
Plancher terrasse inaccessible 15
Plancher étage courant et RDC 15
Plancher en dalle pleine (palier d'escalier) 16
Charges d'exploitation 16
MAÇONNERIE 17
Murs extérieurs (Double cloison) 17

Murs intérieurs (simples cloisons) 17
II.3- PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES *18*
II.4- PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX *19*
II.4.1- Décente des charges 20
II.4.2-Dimensionnement de poteau plus sollicité 20
Détermination des charges permanente 21
Charge d'exploitation 21
Détermination de l'effort normal ultime 22
II.5- PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES *22*
II.6- CONCLUSION *23*
CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES **24**
III.1-INTRODUCTION : *25*
III.2-L'ACROTERE : *25*
III.2.1-Dimensions : 25
III.2.1.1-Paramètre de calcul : 25
III.2.2-Evaluation des charges : 25
III.2.2.1-Charge permanente : 25
III.2.2.2-Charge d'exploitation : 25
III.2.3-Calcul des sollicitations à l'ELU : 26
III.2.4-Calcul de ferraillage à l'ELU : 26
III.2.5-Calcul de l'excentricité 26
III.2.6- Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue 27
III *27*
III.2.6.2-E.L.S : 27
III.2.7-Calcul de ferraillage 27
III.2.8-Vérification à L'ELS 28
III.2.8.1-Vérification de l'effort tranchant : 28
III.3-ESCALIER *29*
III.3.1-INTRODUCTION 29
III.3.2- Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire 29
III.3.2.1-Calcul de nombre des marches 30
III.3.2.2-Epaisseur de la paillasse et de palier 30
a. Epaisseur de la paillasse : 30
b. Epaisseur de palier : 30
III.3.2.3-Descente de charge 31
a) Volée 31
b) Palier 31
III.3.2.4-Détermination des sollicitations 32
E.L.U : 32
E.L.S 34
III.3.2.5-CONCLUSION : 36
III.3.2.6-calcul de ferraillage 36
E.L.U 36
E.L.S : 37
III.3.3-Étude de la poutre palière : 38
III.3.3.1-Dimensionnement : 38
III.3.3.2-Vérification des conditions RPA99 (version 2003) : 38
III.3.3.3-Charge supportée par la poutre : 38
III.3.3.4-Calcul des sollicitations 39
E.L.U 39
E.L.S 40
III.3.3.5-Calcul du ferraillage : 41

III.4-PLANCHER *22*
III.4.1-Plancher en corps creux 22
III.4.1.1-Étude de la dalle de compression **CBA93(B.6.8.4.2.3)** 22
a. Armature perpendiculaire aux nervures : 22
Armatures parallèles aux nervures : 22
III.4.2-Étude des poutrelles 23
III.4.2.1-Dimensions : 23
III.4.2.2-Première étape : Avant le coulage de la table de compression : 23
a) Charges et surcharges : 23
b) Ferraillage : 23
c) Calcul des étaiements : 24
III.4.2.3-Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression : 25
Évaluation des charges : 25
Type des poutrelles : 25
III.4.3-Méthode de calcul 26
III.3.1 la méthode de Caquot 26
III.3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U) 26
Type 1 : 26
Type 2 : 30
Type3 : 34
III.4.4-Calcul du ferraillage 38
III.4.4.1-E.L.U : 38
En travée : 38
En appui : 39
III.4.4.2-Vérification à E.L.S 40
En travée : 40
En appui : 40
III.4.4.3-Vérification vis-à-vis l'effort tranchant 40
III.4.4.4-Diamètre des armatures transversales 41
III.4.4.5-Calcul de l'espacement des armatures transversales 41
III.4.5-Calcul de la flèche 42
III.4.5.1-Vérification de la flèche 42
III.4.5.2-Vérification des conditions 42
III.4.5.3-Calcul des moments fléchissant 43
a) Module du modèle de déformation longitudinale : 43
b) Détermination du centre de gravité : 43
c) Détermination du moment d'inertie : 43
d) Pourcentages des armatures : 44
III.4.6-Calcul des contraintes suivant les sollicitations 44
III.4.6.1-Calcul de $\boldsymbol{\mu g}$, $\boldsymbol{\mu p}$, $\boldsymbol{\mu j}$: 44
III.4.6.2-Calcul des moments d'inertie fictifs 44
III.4.7-Calcul de flèche (total et admissible) 45
III.4.7.1-La flèche totale 45
III.4.7.2-La flèche admissible 45
III.4.3- DALLE PLEINE 46
Prédimensionnement 46
Méthode du calcul 46
Principe de calcul : 47
Calcul du ferraillage : 50
A l'ELU : 50
Vérification A L'ELS 51
Vérification de l'Espacement : 51
Suivant Lx : 51
Suivant Ly : 51
Vérification de la flèche : 52
Conclusion 52

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE **20**

IV.1-Introduction *53*

IV.2-Caractéristiques géométriques de la structure : *53*
IV.2.1-Centre de masse : 53
IV.2.2-Centre de torsion : 54
IV.2.3-DISPOSITION DES VOILES : 55
IV.2.4-Centre de Rigidité & Centre de Masse : 56

IV.3-CALCUL D'EXCENTRICITE : *57*
IV.3.1-Dimensions du bâtiment : 57
IV.3.2-Excentricité admissible : 57
IV.3.3-Excentricité théorique (statique) : 57
IV.3.4-Excentricité totale : 57

IV.4-CALCUL DYNAMIQUE DU BATIMENT *58*
IV.4.1-La Méthode dynamique modale spectrale : 58
IV.4.1.1-Principe : 58
IV.4.2-Modélisation : 58
IV.4.3-Le spectre de réponse de calcul : 59
Coefficient d'accélération A : 59
Coefficient de comportement R : 59
Facteur de qualité Q : 61

IV.5-Résultats des vérifications de la structure : *62*
Stabilité de la structure : 62
Résistance des éléments : 62
IV.5.1-Vérification de comportement modal : 62
IV.5.2-Vérification de participation massique : 63
Commentaire : 63
IV.5.3-Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 64
Calcul de la force sismique totale : [Art 4.2.3] 64
IV.5.4-Vérification de la stabilité au renversement : 65
IV.5.5-Vérification des déplacements inter-étages : 66
Suivant X : 66
Suivant Y : 67
IV.5.6-Vérification de cisaillement des éléments : 67
- **Les poutres :** 67
- **Les voile :** 68

IV.5.7-Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 69
IV.5.7- Vérification de l'effort normal réduit à la base : 70
Conclusion : 70

Conclusion *71*

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS **69**

V.1-Introduction *73*
Les combinaisons des charges 73
Combinaisons exigées par le CBA93 73
Combinaisons exigées par le RPA99 (Version 2003) 73
Recommandation des règlements 73

V.2. Ferraillage des poutres : *74*
V.2.1. Introduction : 74
V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires : 74
V.2.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 et CBA93 : 75
V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS : 76
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 76
V.2.6. Calcul des armatures transversales 77

V.2.7. Vérification de la flèche : 77
V.2.8. Schémas des armatures des poutres : 78

Ferraillage des poteaux : *80*
V.3.1. Introduction : 80
V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 80
V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS : 81
V.3.4. Détermination des armatures transversales : 82
Calcul de la contrainte de cisaillement **τu** : 82
Contrainte tangente admissible $\overline{\overline{\tau u}}$: 82
Calcul des armatures transversales : RPA99 (Version 2003) 82
V.3.5. Schémas des armatures des poteaux : 83

V.4. Ferraillage des voiles : *83*
V.4.1. Les armatures verticales 84
V.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU 86
V.4.3. Armatures horizontales 87
V.4.4. Armatures transversales : 87
V.4.5. Schémas des voiles : 88

V.6. Conclusion : *89*

CHAPITRE VI : ETUDE DE L`INFRASTRUCTU **90**

VI.1. Introduction *91*

VI.2. Types de fondations *91*

VI.3. Caractéristiques du sol *91*

VI.4. Choix du type de fondations *92*
VI.4.1. Semelle filante 93

VI.5. Poutre de Libage *96*
VI.5.1. Calcul des armatures longitudinales 97
VI.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS 97
VI.5.3. Vérification du cisaillement de la poutre de libage : 98
VI.5.4. Armatures transversales 98
VI.5.5. Armatures de peau selon (CBA93 Art.7.3) 98

VI.6. Les longrines : *100*
VI.6.1. Introduction : 100
VI.6.2. Pré dimensionnement : 100
VI.6.3. Détermination des sollicitations : 100
VI.6.4. Calcul du ferraillage : 101
A l'ELU : 101
Recommandation des règlements : 101
V.6.5. Vérification des contraintes à l'ELS : 102

VI.7. Etude de voile périphérique : *103*
VI.7.1. Dimensionnement : 103
VI.7.2. Détermination des sollicitations : 103
VI.7.3. Méthode de calcul : 104
VI.7.4. Calcul des moments : 104
VI.7.5. Calcul du ferraillage 106
Vérification de l'Espacement : 106
VI.7.6. Vérification A l'E.l.S : 107
VI.7.8. Vérification de la flèche 107
VI.7.9. Vérification de l'effort tranchant : 107

CONCLUSION GENERALE *109*

Liste des figures

Figure 1 Dimensions en plan 3
Figure 2 schéma de dalle corps creux 14
Figure 3-Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité en RDC 20
Figure 4 Coupe de l'acrotère 25
Figure 5 - coupe ferraillage de l'acrotère 28
Figure 6-schéma d'un escalier 29
Figure 7-Schema statique 29
Figure 8 -Vue en plan des escaliers 29
Figure 9-Schéma statique de l'escalier 32
Figure 10-Diagrammes des sollicitations 33
Figure 11-Diagramme des moments retenus 33
Figure 12-Diagrammes des sollicitations 35
Figure 13-Diagramme des moments retenus 35
Figure 14-Diagrammes des (M et T) de la poutre palière 39
Figure 15 - Diagrammes des (M et T) de la poutre palière 40
Figure 16- coupe de poutre palière 42
Figure 17 - schéma de ferraillage des escalier 21
Figure 18 - vue en plan des escaliers 21
Figure 19-Vue en plan de treillis soudé 22
Figure 20-coupe de treillis soudé 22
Figure 21-Schéma de poutrelle. 23
Figure 22-Poutrelle Avant coulage 23
Figure 23-Schéma de dispositions des étaiements 24
Figure 24-schéma statique des poutrelles. 25
Figure 25-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] 28
Figure 26-Diagramme des efforts tranchants 28
Figure 27-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] 30
Figure 28-Diagramme des efforts tranchants 30
Figure 29-schéma statique des poutrelles. 30
Figure 30-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] 32
Figure 31-Diagramme des efforts tranchants 32
Figure 32-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] 33
Figure 33-Diagramme des efforts tranchants 33
Figure 34-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] 35
Figure 35-Diagramme des efforts tranchants 35
Figure 36-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] 37
Figure 37-Diagramme des efforts tranchants 37
Figure 38-Dimensions des poutrelles 38
Figure 39-ferraillage de poutrelle 42
Figure 40 Dalles pleine triangulaire encastrée sur3 cotés 46
Figure 41 Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés 46
Figure 42- fissuration Dalles pleine carre encastrée sur2 cotés 48
Figure 43- fissuration Dalles pleine triangulaire encastrée sur3 cotés 49
Figure 44 Disposition des voiles 55
Figure 45 La position du centre de masse et centre de torsion avec voile 56
Figure 46 spectre de réponse X et Y 59
Figure 47 -Schéma de ferraillage de la poutre principale 78
Figure 48 -Schéma de ferraillage de la poutre principale terrasse 79
Figure 49-Schéma de ferraillage de la poutre secondaire 79
Figure 50-Schéma de ferraillage de la poutre secondaire terrasse 79
Figure 51- Schéma des armatures des poteaux 83
Figure 52 -Schéma des différent armatures des voiles 83
Figure 53- Les armatures transversales et les épingles 88

Figure 54 Disposition des armatures dans les voiles 89
Figure 55 - Chevauchement des bulles de pression sous la semelle. 92
Figure 56-Schéma présenté les semelles filantes. 94
Figure 57-Ferraillage de la poutre de libage 99
Figure 58-Disposition des armatures des Longrines (30x35) 102
Figure 59-Le mur de soutènement ayant les dimensions du panneau le plus sollicité. 103
Figure 60-Les lignes de ruptures dans le panneau 104

Liste des tableaux

Tableau 1-Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux 15
Tableau 2-Charge de l'étage courant et RDC (planchers à corps creux) 15
Tableau 3-Charge de l'étage courant et RDC (planchers à dalle pleine) 16
Tableau 4-Charge due aux planchers en dalle pleine (palier d'escalier) 16
Tableau 5-Charges d'exploitation 16
Tableau 6-Charges du mur double cloison 17
Tableau 7-Charges du mur simple cloison 17
Tableau 8-Pré dimensionnement des poutres 18
Tableau 9-Calcul de l'effort N 20
Tableau 10 - Surface reprise par le poteau (plancher SS) 20
Tableau 11-L'effort Normal ultime de chaque niveau 21
Tableau 12-Détermination des charges d'exploitation 21
Tableau 13-Vérification de 1.1Nu≤ Nadm 22
Tableau 14-Calcul des sollicitations à l'ELU 26
Tableau 15-Paramètre de calcul 26
Tableau 16-Calcul des moments réduits 27
Tableau 17-Vérification de la contrainte de cisaillement 28
Tableau 18-Descente de charge (volée) 31
Tableau 19-Descente de charge (palier) 31
Tableau 20-Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U) 33
Tableau 21-Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S) 35
Tableau 22-vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant 24
Tableau 23 -Combinaisons des charges de la dalle pleine 48
Tableau 24 -travail externe dalle carre 48
Tableau 25- travail interne dalle carre 48
Tableau 26 travail externe dalle triangulaire 49
Tableau 27 travail interne dalle triangulaire 49
Tableau 28 Paramètre de calcul 50
Tableau 29 Résultats de ferraillage à ELU 50
Tableau 30 Vérification des contraintes à l'ELS 51
Tableau 31 Vérification de la flèche pour la dalle pleine 52
Tableau 32 centre de masse et centre d'inertie 56
Tableau 33 Calcul de l'excentricité totale. 57
Tableau 34 Coefficient de comportement R 59
Tableau 35 les efforts revenant aux voiles 60
Tableau 36 les efforts revenant aux poteaux 60
Tableau 37 Facteur de qualité Q 61
Tableau 38 verifications comportment 62
Tableau 39 Participation massique 63
Tableau 40 Calcul de la force sismique totale. 64
Tableau 41 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 65
Tableau 42 Calcul du moment de renversement/stabilisant dans sens X 65
Tableau 43 Calcul du moment de renversement/stabilisant dans sens Y 65
Tableau 44 Déplacement et déformation intre-etage sous Vx 66
Tableau 45 déplacement et déformation intre-etage sous Vy 67
Tableau 46 Vérification de cisaillement des poutres. 68
Tableau 47 vérifications de cisaillement des voiles. Sens X 68
Tableau 48 vérifications de cisaillement des voiles sens Y 69
Tableau 49 Vérification l'effet P-Δ suivant X,Y 70
Tableau 50 Vérification de l'effort normal réduit à la base 70
Tableau 51- Ferraillage longitudinal des poutres 74

Tableau 52 -Vérification des poutres selon CBA93 **75**
Tableau 53 -Vérification des poutres selon RPA2003 **75**
Tableau 54- Vérification des contraintes à l'ELS **76**
Tableau 55 -Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres **76**
Tableau 56 -Calcul des armatures transversales et leur espacement **77**
Tableau 57 -Vérification de la flèche des poutres **78**
Tableau 58 -Calcul des ferraillages des poteaux **80**
Tableau 59- Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service. **81**
Tableau 60- Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux **82**
Tableau 61 -Les armatures transversales et leurs espacements. **82**
Tableau 62 -La section calculée d'armatures verticales des voiles **84**
Tableau 63 -La section choisie d'armatures des voiles **85**
Tableau 64 -Vérification des contraintes normales des voiles **86**
Tableau 65 -Vérification des contraintes de cisaillement des voiles **86**
Tableau 66 - Les armatures horizontales des voiles **87**
Tableau 67 -Diamètre des armatures transversales **87**
Tableau 68-Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. **93**
Tableau 69-Les Sections d'armateurs choisie et calculée des semelles filantes. **95**
Tableau 70-Dimensionnement de la poutre de libage. **96**
Tableau 71-Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. **97**
Tableau 72-Détermination des sollicitations de la poutre de libage **97**
Tableau 73-Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU **97**
Tableau 74-Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS **97**
Tableau 75-Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. **98**
Tableau 76-Valeurs de coefficient α **100**
Tableau 77-Ferraillage longitudinal des longrines **101**
Tableau 78-Vérification de contrainte à l'ELS des longrines **102**
Tableau 79-Les efforts internes **105**
Tableau 80-Résultats de ferraillage à ELU **106**
Tableau 81-Vérification des contraintes à l'ELS. **107**

Notations

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
Amax , Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I: Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre. **Ma :** Moment fléchissant en appui d'une poutre. **Mu :** Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
G : Charge permanente. **Q :** Charge d'exploitation. **E :** Charge sismique.
Nser : Effort normal de service.
Nu : Effort normal ultime. **Tu :** Effort tranchant ultime. **Ra :** réaction à gauche.
Rb: réaction à droite. **A :** Section d'acier tendu.

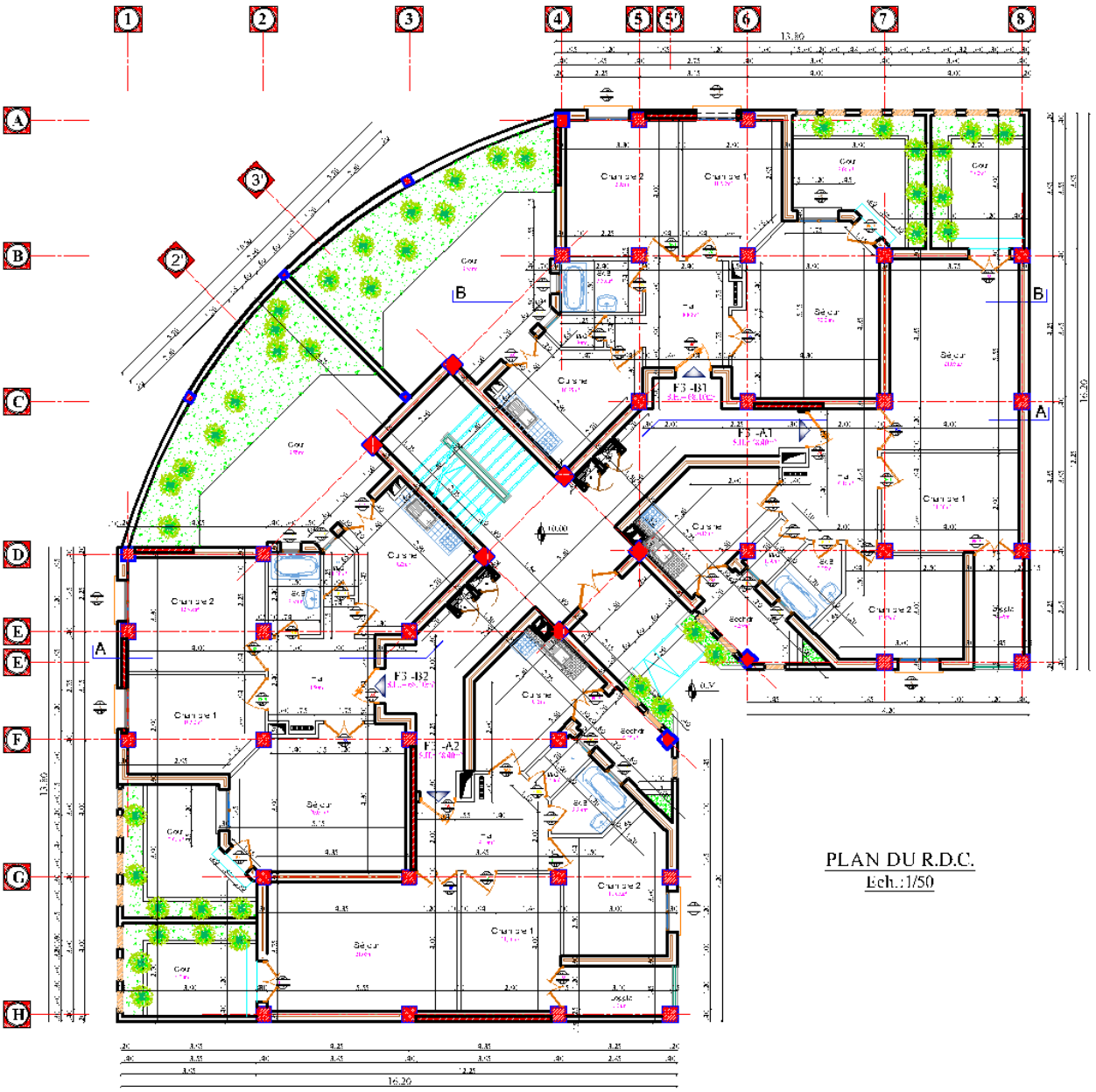
h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours. **fc28 :** Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours. **fe :** Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours. **ft28 :** Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours. **lf :** Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

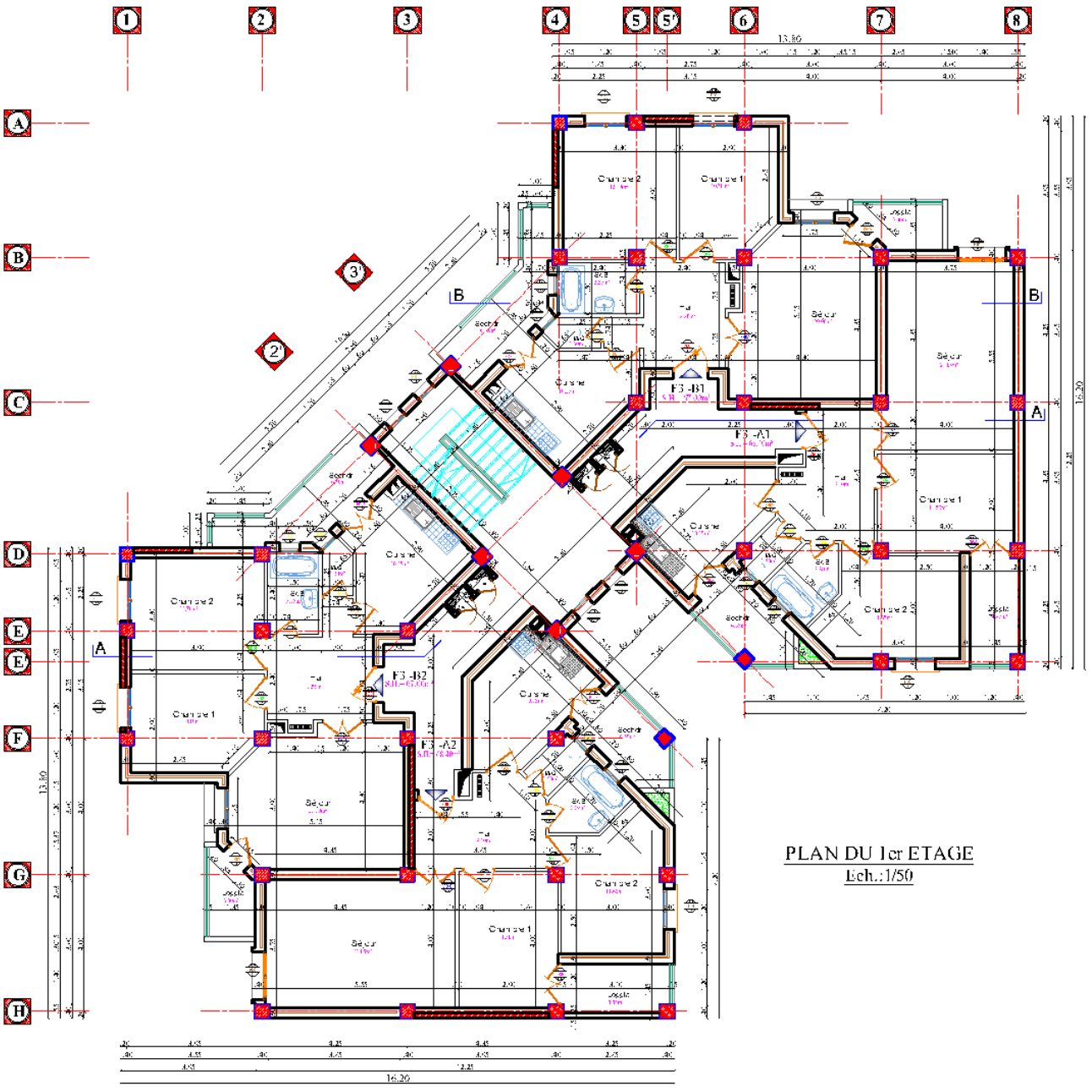
Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration. **λ:** Élancement mécanique. **μ:** Coefficient de frottement. **ν:** Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

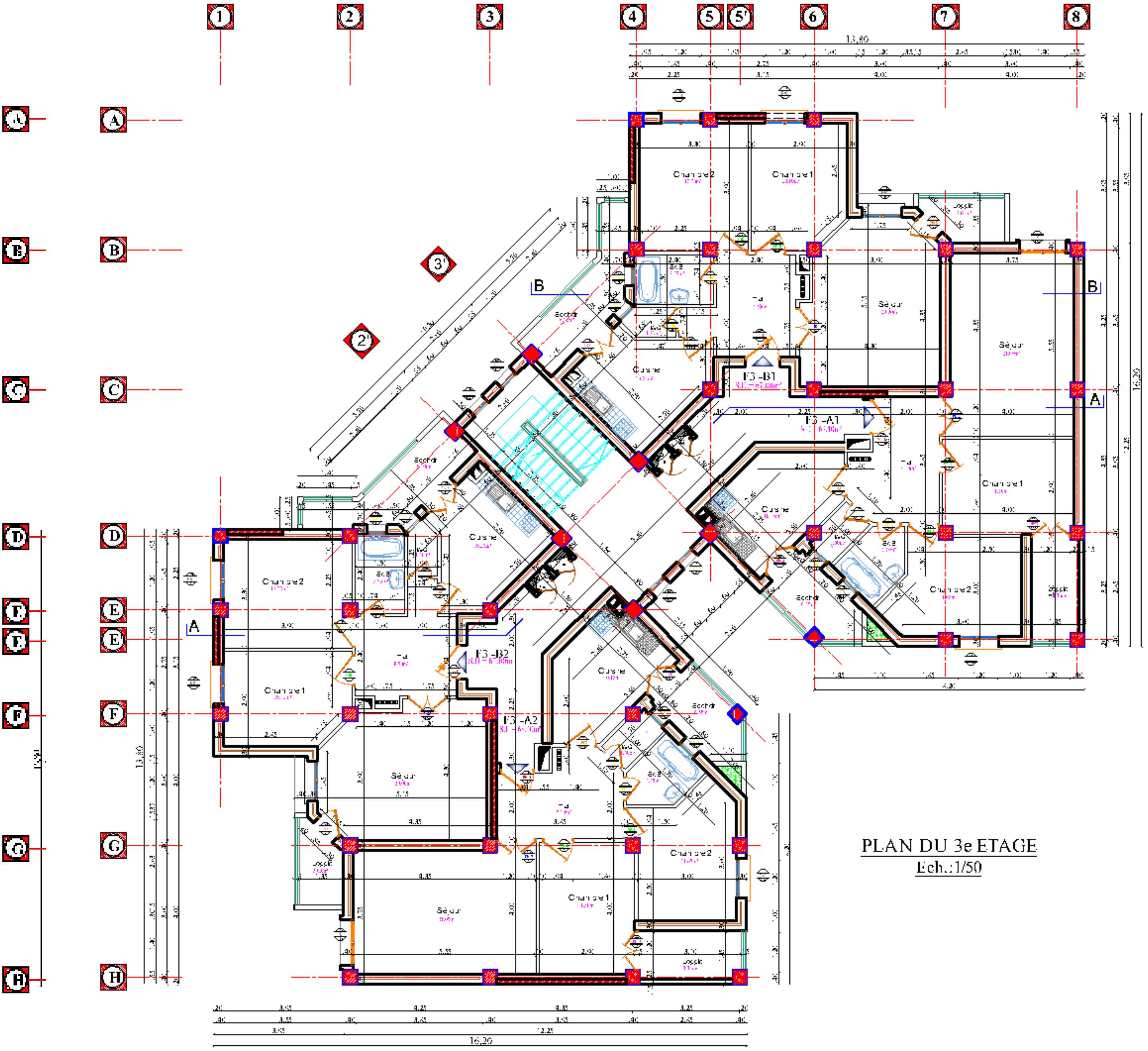
PLANS ARCHITECTURAUX





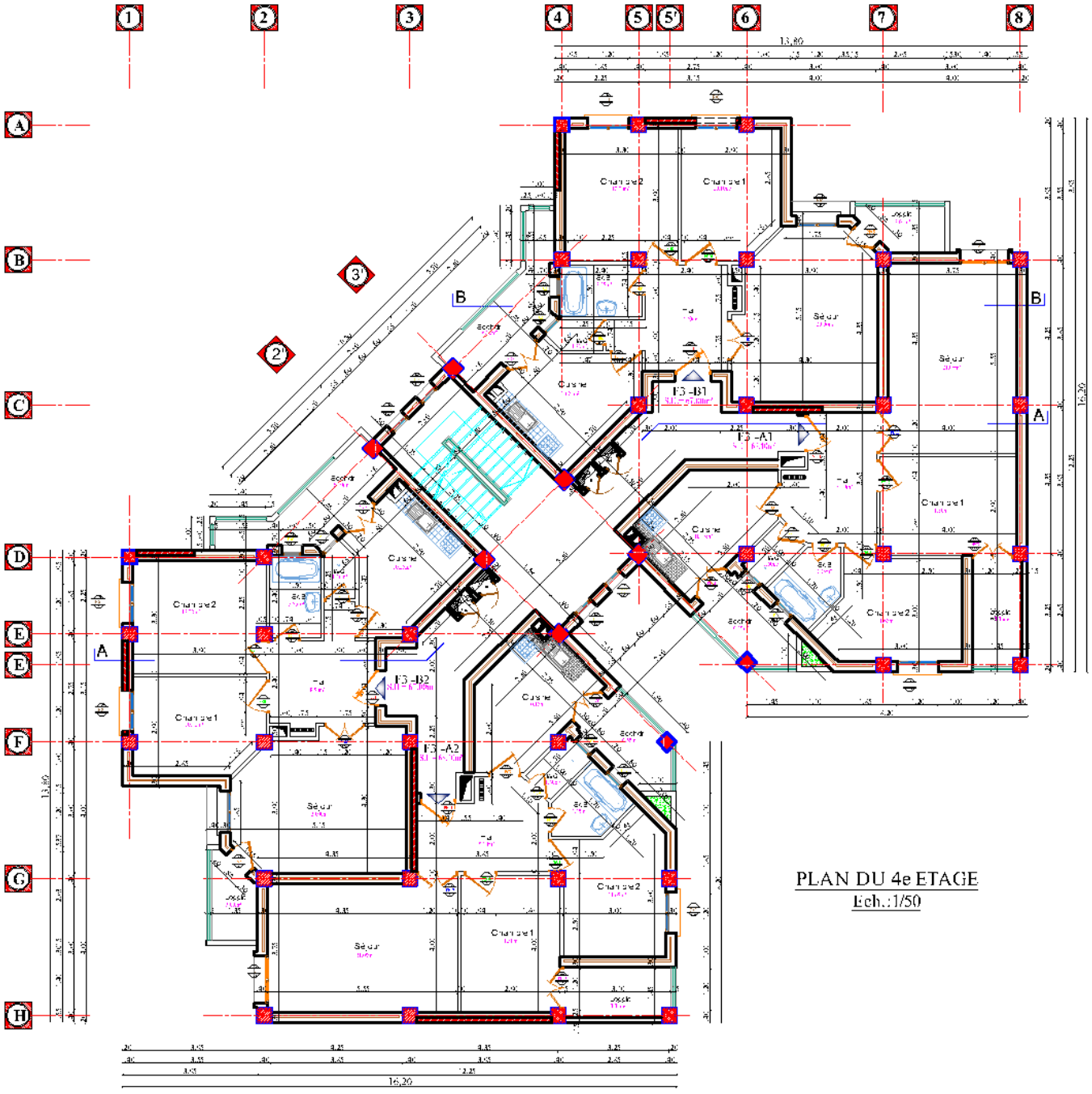
PLAN DU 1er ETAGE

Ech.:1/50



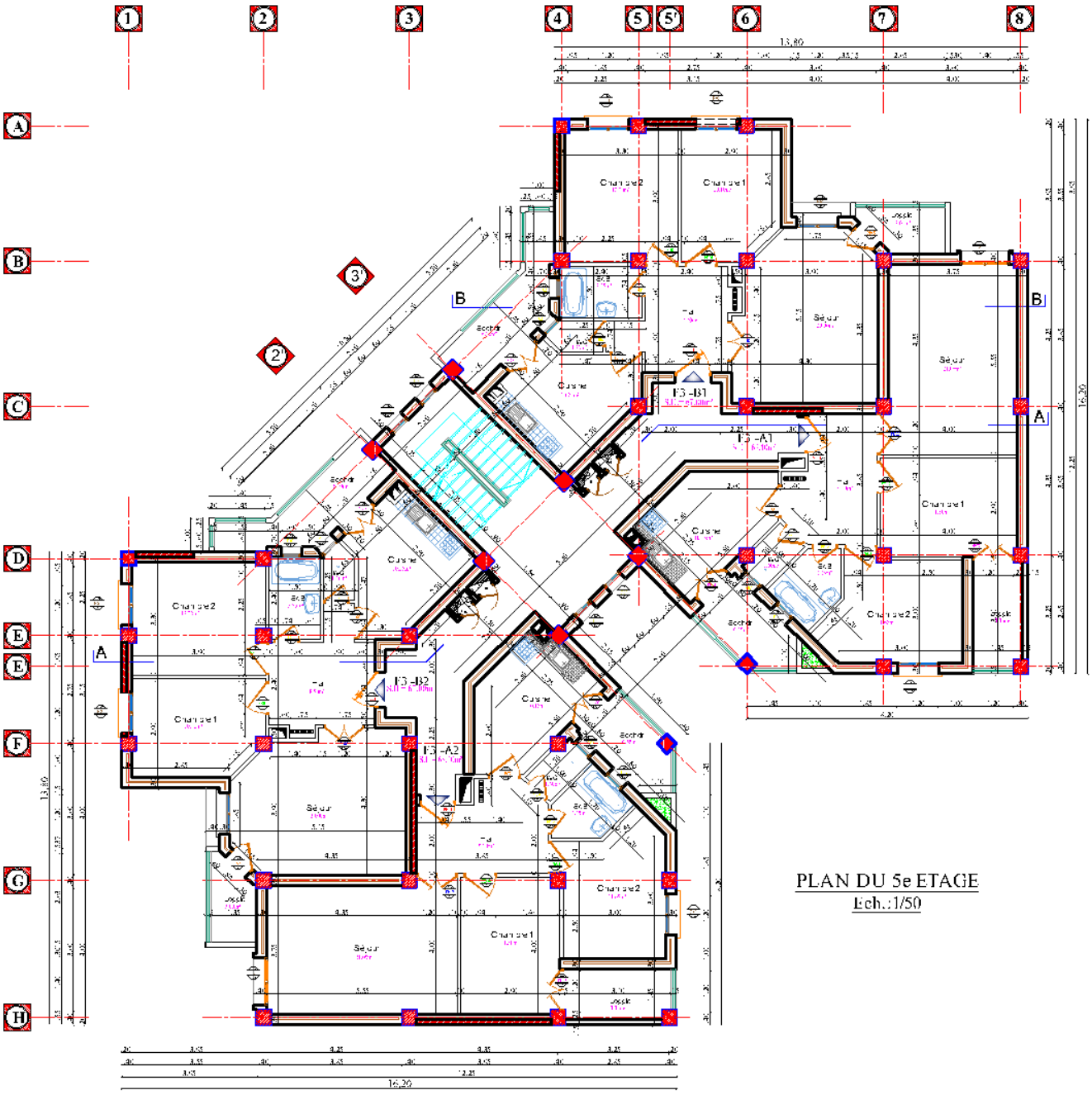
PLAN DU 3e ETAGE

Ech.:1/50



PLAN DU 4e ETAGE

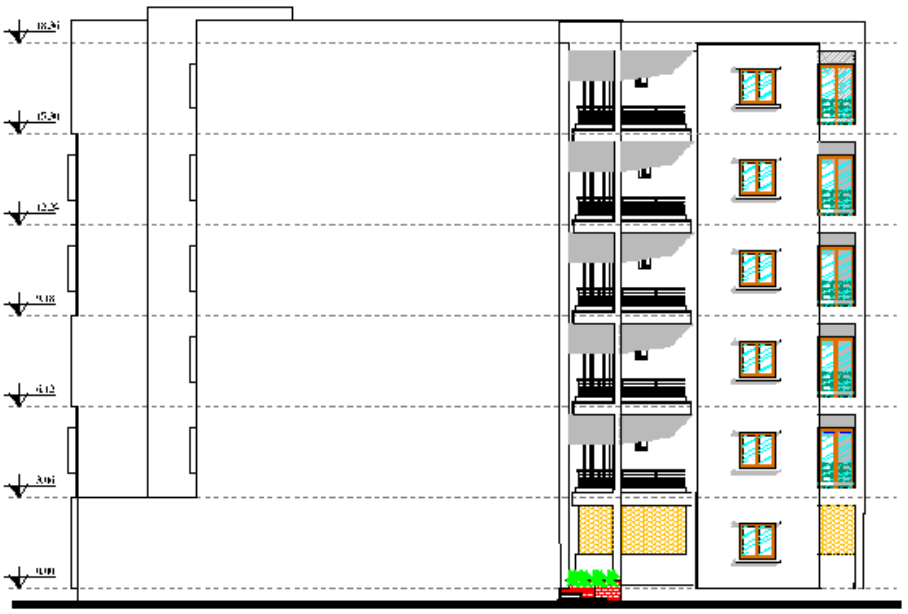
Ech.:1/50



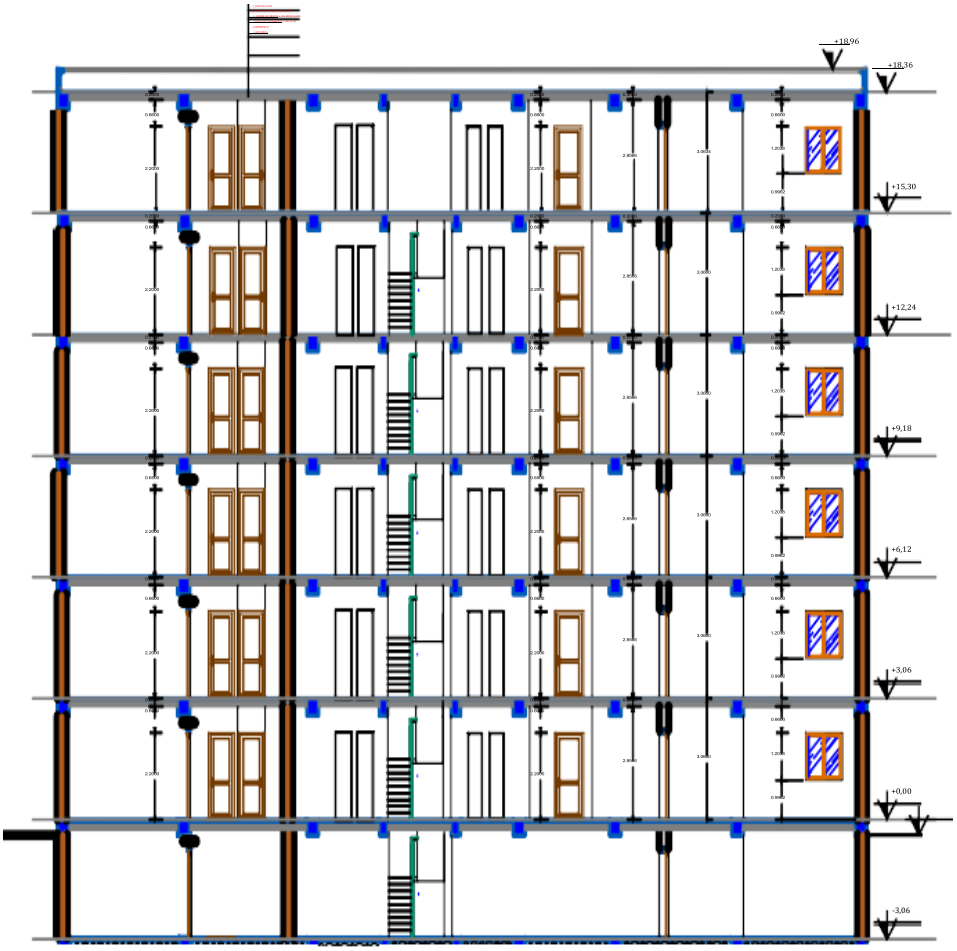
PLAN DU 5e ETAGE
Ech.:1/50

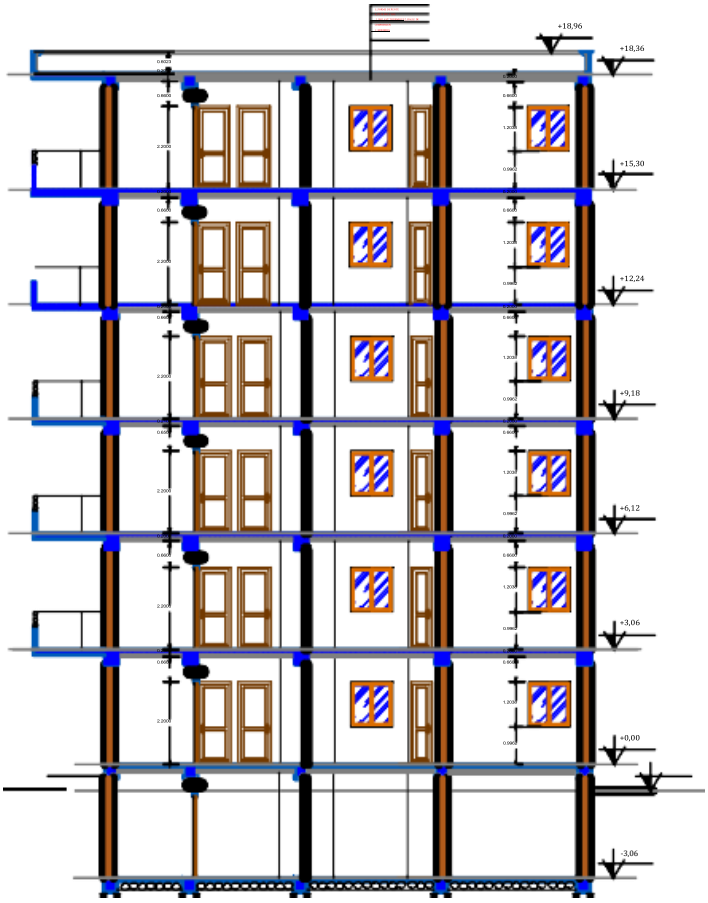


FACADE PRINCIPALE
Ech.: 1/50



FACADE POSTERIEURE
Ech.: 1/50


+18,96
+18,36
+15,30
+12,24
+9,18
+6,12
+3,06
+0,00
-3,06


+18,96
+18,36
+15,30
+12,24
+9,18
+6,12
+3,06
+0,00
-3,06

INTRODUCTION

INTRODUCTION

***U**n édifice, dans son sens courant, désigne une construction immobilière réalisée par l'homme. Son objectif principal est de fournir un abri, protégeant les personnes, les biens et les activités des intempéries. De plus, il symbolise la permanence d'une fonction sociale, politique ou culturelle. Lorsqu'il est de grande taille, un édifice est une structure d'un seul tenant composée de bâtiments qui abritent des espaces habitables. Le domaine du génie civil regroupe toutes les techniques liées aux constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil sont chargés de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures, en assurant leur gestion pour répondre aux besoins de la société.*

***L**a conception d'une structure répondant aux normes parasismiques est un défi complexe, car il est essentiel de respecter les exigences de sécurité imposées par les réglementations en vigueur, tout en tenant compte de l'ampleur du projet. De plus, il est nécessaire de prendre en considération les coûts croissants des matériaux de construction afin de minimiser les dépenses et d'obtenir un équilibre optimal entre sécurité et prix. Le système de contreventement joue un rôle clé dans la résistance d'une structure aux forces horizontales.*

***L**'étude sera réalisée sur un bloc en sous-sol, rez-de-chaussée et cinq étages, constitué de portiques poteaux-poutres contreventés par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous suivrons les étapes suivantes :*

- La première étape consistera à présenter en détail le bâtiment, à définir les différents éléments et à choisir les matériaux à utiliser.

- La deuxième étape comprendra la détermination des charges verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

- La troisième étape consistera à calculer les éléments non structuraux tels que les acrotères, les escaliers, les poutrelles et les dalles pleines.

- La quatrième étape impliquera l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques horizontales. L'étude de notre projet sera réalisée en analysant un modèle de la structure à l'aide de la méthode des éléments finis sur le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

- La cinquième étape consistera à calculer les armatures des éléments résistants tels que les poutres, les poteaux et les voiles, à l'aide du programme ROBOT EXPERT.

- La sixième étape portera sur le calcul des fondations, y compris le type, les dimensions et les armatures nécessaires.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1-INTRODUCTION

Notre projet de recherche consiste à examiner les éléments résistants de la structure d'un bâtiment situé à la commune de **MEDEA**, wilaya de **MEDEA**, qui est classée en tant que zone IIb de sismicité moyenne selon le règlement parasismique algérien de 1999, version 2003.

Notre étude sera réalisée en conformité avec les exigences des règlements algériens concernant le calcul et la vérification du béton armé, notamment :

- Les Règles parasismiques algériennes **RPA 99, version 2003**.
- Le Document technique réglementaire "**DTR.B.C.2.2**" relatif aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation.
- Les Règles de conception et de calcul des structures en béton armé "**CBA93**".

I.2-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT

I.2.1-Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 23 m.
- ✓ Hauteur de l'acrotère : 0.66 m.
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3.06 m.
- ✓ Hauteur du RDC + 1ér étage : 3.06 m.
- ✓ Hauteur du sous-sol : 3.06m.

I.2.2-Dimensions en plan

- ✓ Sens transversal : 26.15 m.
- ✓ Sens longitudinal : 26.15 m.

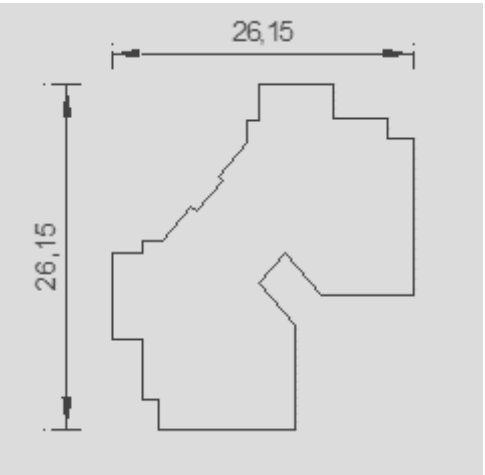


Figure 1 Dimensions en plan

I.3-CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

I.3.1-Classification des zones sismiques

Le bâtiment sera situé à Médéa, dans la wilaya de **Médéa**, une zone classée comme "Zone IIb" de moyenne sismicité selon le règlement parasismique algérien **[RPA99V2003].**

La classification des structures en fonction de leur importance est la suivante **[Article 3.2 RPA99V2003]**

- Catégorie d'importance II: les ouvrages dont la défaillance présente un risque moyen pour les personnes.

I.3.2-Classification des sols

A titre indicatif et en présence du rapport du sol on a considéré le site comme (S3).

I.3.3-Classification des systèmes de contreventement

Notre bâtiment dépasse (14 mètres) situé en zone IIb. Selon le règlement parasismique algérien, les systèmes de contreventement recommandés sont les suivants :

- Un système de contreventement composé de voiles porteurs en béton armé **[Article 3.4.A.2 RPA99 v2003]**.
- Un système de contreventement mixte utilisant à la fois des voiles et des portiques, avec justification de l'interaction entre les portiques et les voiles **[Article 3.4.A.4-a RPA99 v2003]**.
- Un système de contreventement par des voiles en béton armé pour les structures en portiques **[Article 3.4.A.4-b RPA99 v2003].**

I.4-CONCEPTION STRUCTURELLE

I.3.1-Planchers

Dans notre structure on utilise les deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.3.2-Les escaliers

La circulation entre les étages de notre bâtiment sont assurés par un type d'escalier à double volés

I.3.3-Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

I.3.4-Murs extérieurs

Réalisés en doubles cloison de deux types de brique 15 cm et 10 cm avec une l'âme d'aire taille de 5cm

I.3.5-Murs intérieurs

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5-Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs

I.3.6-L'acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 66cm et de 10cm d'épaisseur.

I.3.7-L'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 sont calculées conformément au rapport du sol avec $\boldsymbol{\sigma sol}$= 1.8 bars.

I.4-CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION :

En se basant sur les règles du **(CBA 93)**, les règlements en vigueur en Algérie, on va choisir les aciers et le béton.

I.4.1-Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué par un mélange de matériaux ; granulat (sables et graviers) + liant (ciment) + eau de gâchage et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Composition du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, telque la température.

- ***350 kg/m²*** de ciment de classe CPA 42.5.
- ***400 L*** de sable de diamètre 0 à 5.
- ***800 L*** de gravier de diamètre 15 à 25.
- ***175 L*** d'eau de gâchage.

Caractéristiques Physiques et Mécaniques du Béton

a) Masse Volumique

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m□. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de ***2500Kg/m³.***

b) Retrait Hygrométrique

Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume, lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume c'est le retrait.

c) Résistance caractéristique à la compression

- ***Module de déformation longitudinale :***

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à ***28 jours***. Cette valeur est déterminée par l'essai d'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de ***200 cm***^{2} ***(Ø = 16cm)*** et une hauteur de ***32 cm.***

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcule la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

- Compression : $f_{c28} = 25MPa.$
- Traction : $f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2{,}1MPa$

- ***Module de déformation longitudinale au béton :***

Les règles **CBA93** le fixe à la valeur suivante :

Module instantané pour les charges d'une durée d'application < 24h :

$$Ei = 110003\sqrt{f} \Rightarrow Ei = 32164{,}195\ MPa$$

Module différé pour les charges de longue durée

$$Ei = 37003\sqrt{f} \Rightarrow Ei = 10818{,}900\ MPa$$

- **La contrainte de calcul béton comprimé**

- **Etat Limite Ultime de résistance « E.L.U.R » :**

Si : $0 \leq \boldsymbol{\sigma_{bc}} \leq 2\ \%$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\mathbf{0.85}\, \boldsymbol{fc28}}{\theta\ \boldsymbol{\gamma}\mathrm{b}\ \left[1 - \left(2 - \frac{\boldsymbol{\sigma}_{\mathrm{bc}}}{2}\right)\right]}$$

La courbe est sous forme parabolique :

$2 \leq \boldsymbol{\sigma_{bc}} \leq 3.5\ \%$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\mathbf{0.85}\, \boldsymbol{f_{c28}}}{\theta . \boldsymbol{\gamma_b}}$$

La forme est sous forme rectangle

$$\theta = \begin{cases} \mathbf{1} & \boldsymbol{si} \quad \boldsymbol{t \geq 24\ h} \\ \mathbf{0.9} & \boldsymbol{si} \quad \boldsymbol{1h \leq t \leq 24\ h} \\ \mathbf{0.85} & \boldsymbol{si} \quad \boldsymbol{t < 1h} \end{cases}$$

- **Etat Limite Service (E.L.S)**

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0{,}6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 MPa$$

I.4.2-Les Armatures

Les armatures en acier sont conçues dans le but de supporter les contraintes de traction dans les éléments soumis à la flexion et à la tension, et de renforcer les sections des éléments comprimés. La quantité d'armatures est calculée de manière à garantir la résistance aux charges spécifiées. Les armatures en acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées sous forme de barres laminées à chaud et de fils étirés à froid.

I.4.2.1-Type d'acier utilisé :

- Barres lisses ⟶ FeE 235
- Barres à haute adhérence ⟶ FeE400
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence ⟶ FeE52

I.4.2.2-Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative **Ɛ**.

I.4.1.2.1-Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : F_e = 400 MPA.

γ_s : Coefficient de sécurité :

- γ_s = 1,15 situation durable.
- γ_s = 1 situation accidentelle

Es : Module d'élasticité de l'acier : $E_S = 2 \times 10^5$ MPA

$$\varepsilon_l = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.739‰$$

$$\text{Si} \quad \varepsilon_s < \varepsilon_l \quad \sigma_s = \varepsilon_s \times E_s$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826\ MPA$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668\ MPA$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4\alpha_l) = 0.39$$

I.4.1.2.2-Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer concernent σ_s.
- Fissuration peu préjudiciable.

$$\sigma_s < \sigma_s \text{ avec } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e \times 110 \times \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable.

$$\sigma_s < \sigma_s \text{ avec } \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} \times f_e \times 90 \times \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right)$$

Avec η: coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & pour\ rond\ lisse \\ 1.6 & pour\ haut\ adhérence \end{cases}$$

I.5-COMBINAISONS DE CALCUL :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance **« E.L.U.R »** sont :

1. Pour les situations durables :

$$N1 = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q.$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc… »

$$N2 = G + Q \pm E.$$

$$N3 = G + Q \pm 1{,}2\ E.$$

$$N4 = 0{,}8\ G \pm E.$$

Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$N5 = G + Q.$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.6-LES REGLEMENT UTILISES :

- ≡ **B.A.E.L 91 Modifié 99.**
- ≡ **R.P.A 99 V2003.**
- ≡ **C.B.A 93.**
- ≡ **D.T.R.**

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1-INTRODUCTION

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de sélectionner les dimensions initiales des éléments de la structure, qui seront ensuite vérifiées après le calcul des sollicitations. Dans ce chapitre, nous effectuons le dimensionnement préliminaire des éléments suivants de la structure :

Conformément aux normes **RPA99v2003**, **DTR.B.C.2.2** et **C.B.A 93**.

II.2- PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

II.2.1. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur des planchers se calcule à l'aide de la formule suivante : **C.B.A.93 [B.6.8.4.2]**

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : la travée la plus longue

L=4.35cm

D'où alors

$17.5\ cm \leq ht \leq 21.75\ cm$ on adopte $h = 20\ cm$

Telle que : $ht = (d + e)$ =disponibilité sur marcher

- **d** = 16cm (hauteur de corps creux).
- **e** = 4cm (hauteur de la dalle de compression)

Donc :

≡ **(h_t = 16 + 4) cm**

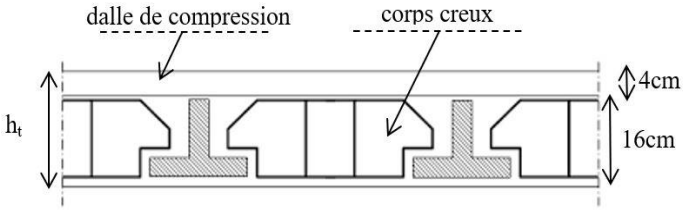


Figure 2 schéma de dalle corps creux

Condition d'isolation acoustique :

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

$h_{min} \geq 16\ cm$, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifier).

II.2.2. Plancher à dalle pleine C.B.A.93

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3ou 4 appuis. Ces éléments sont sollicités en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Avec : ***Lx*** : la plus grande portée mesurée **entre axe**. Lx=435 cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{435}{45} \leq e \leq \frac{435}{40} \Longrightarrow 9.66 \leq e \leq 10.875$$

On adopte **e = 15cm**

Evaluation des charges

Plancher terrasse inaccessible

Tableau 1-Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m³)*	*Poids surfaciques (KN/m²)*
1	**Gravillon roulés**	**0.04**	**20-18**	***0.8***
2	**Étanchéité multicouche**	**0.03**	**6**	***0.18***
3	**Forme de pente**	**0.1**	**22**	***2.25***
4	**Film polyane**	**-**	**-**	***0.01***
5	**Plaque de liège**	**0.04**	**-**	***0.16***
6	**Par vapeur**	**0.01**	**5**	***0.05***
7	**Plancher corps creux**	**0.16+0.04**	**-**	***2.80***
8	**Enduits de plâtre**	**0.02**	**10**	***0.20***
	G Charges permanents)	***6.4 KN/m²***		

Plancher étage courant et RDC

Tableau 2-Charge de l'étage courant et RDC (planchers à corps creux)

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m3)*	*Poids surfaciques (KN/m2)*
1	**Carrelage**	**0.02**	**20**	***0.40***
2	**Mortier de pose**	**0.02**	**20**	***0.40***
3	**Lit de sable**	**0.03**	**18**	***0.54***
4	**Plancher corps creux**	**0.16+0.04**	**-**	***2.80***
5	**Enduits de plâtre**	**0.02**	**10**	***0.20***
6	**Mur Simple cloison**	**0.01**		***1.62***
	G (charges permanentes)	***5.96KN/m2***		

Tableau 3-Charge de l'étage courant et RDC (planchers à dalle pleine)

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m3)*	*Poids surfaciques (KN/m2)*
1	**Carrelage**	**0.02**	**20**	*0.40*
2	**Mortier de pose**	**0.02**	**20**	*0.40*
3	**Lit de sable**	**0.03**	**18**	*0.54*
4	**Plancher dalle pleine**	**0.15**	**25**	*3.75*
5	**Enduits de plâtre**	**0.02**	**10**	*0.20*
6	**Mur Simple cloison**	**0.01**		*1.62*
	G (charges permanentes)	***6.91KN/m2***		

Plancher en dalle pleine (palier d'escalier)

Tableau 4-Charge due aux planchers en dalle pleine (palier d'escalier)

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids Volumiques (KN /m3)*	*Poids surfaciques (KN/m2)*
1	**Carrelage**	**0.02**	**20**	*0.4*
2	**Mortier de pose**	**0.02**	**20**	*0.4*
3	**Lit de sable**	**0.03**	**18**	*0.54*
4	**Dalle du palier**	**0.15**	**25**	*3.75*
	G (charges permanentes)	***5.09 KN/m2***		

Charges d'exploitation

Tableau 5-Charges d'exploitation

PLANCHER Niveau(m)	*Usage*	*Q (KN/m²)*
Terrasse	**Terrasse inaccessible**	*1*
RDC + Etages courants	*Habitation*	*1.5*

MAÇONNERIE

Murs extérieurs (Double cloison)

Tableau 6-Charges du mur double cloison

N	*Composant*	*Epaisseur [m]*	*Poids Volumique [KN/m3]*	*Poids Surfacique[KN/m2]*
01	**Enduit en ciment**	**0.02**	**0.18**	*0.36*
02	**Brique creuse**	**0.10**	**0.90**	*0.90*
03	**Lame d'air**	**-**	**-**	**-**
04	**Brique creuse**	**0.10**	**0.90**	*0.90*
05	**Enduit en ciment**	**0.02**	**0.18**	*0.36*
G (charges permanentes)		***G = 2.52 [KN/m2]***		

Murs intérieurs (simples cloisons)

Tableau 7-Charges du mur simple cloison

N	*Composants*	*Epaisseurs [m]*	*Poids volumique [KN/m3]*	*Poids surfacique [KN/m2]*
1	**Enduit en ciment**	**0.02**	**0.18**	*0.36*
2	**Brique creux**	**0.10**	**0.90**	*0.90*
3	**Enduit en ciment**	**0.02**	**0.18**	*0.36*
G (charges permanentes)		***G = 1.62 [KN/m²]***		

II.3- PRE 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)**.

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

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.27h \leq b \leq 0.36h$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire la condition du : **(R.P.A 99 V2003)**

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20cm$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

Tableau 8-Pré dimensionnement des poutres

Eléments	**Poutre principale**	**Poutre Secondaire**
Longueur	L=4.35m	L=4 m
Pré dimensionnement	29 ≤ h ≤ 43.5 h =40cm 10.5≤ b ≤ 24.5 b =30cm	26.6 ≤ h ≤ 40 h =35cm 9 ≤ b ≤ 21 b =30cm
Section choisie	30cm x 40cm	30cm x 35cm
Vérifications [RPA99v2003]	h ≥ 30 b ≥ 20 h/b=1.2	h ≥ 30 b ≥ 20 h/b=1.166
Conclusion	**30cm x 40cm**	**30cm x 35cm**

II.4- PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en compression simple, on choisit le poteau le plus sollicité qui est basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges d'exploitations avec la combinaison (1.35G+1.5Q), Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de **[RPA.99v2003]** :

- Min (a, b) ≥ 30 (**zone IIb**).
- Min (a, b) ≥ he/20 cm
- $1/4 \leq a/b \leq 4$

D'après l'article dans L'effort normal ultime agissant $\boldsymbol{Nu}$ d'un poteau doit être plus ou égale à la valeur suivante : $Nu = \alpha\left(\frac{Br.fc28}{0.9\,\gamma b} + \frac{A.fe}{\gamma s}\right)$

- **Br** : Section réduite du béton d'un poteau.
- **A** : Section d'armature
- **γs** : Coefficient de sécurité d'acier
- **γb** : Coefficient de sécurité de béton
- **α**: Coefficient en fonction de l'elancement $\lambda = \frac{lf}{i}$
- **lf** : Longueur de flambement
- **fe** : Limite d'élasticité de l'acier.
- **I**: Moment d'inertie. $I = \frac{b.h^3}{12}$
- **i**: Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

II.4.1- Décente des charges

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

Tableau 9-Calcul de l'effort N

	(a*a)	Lf (m)	i (m)	λ	f_{c28}	B (cm2)	Br(cm²)	AS (cm²)	α	NU (kN)
5	**(30*30)**	2.142	0.086	24.91	25	900	784	0.9	0.771	1146.20
4	**(35*35)**	2.142	0.101	21.21	25	1225	1089	1.225	0.792	1630.72
3	**(35*35)**	2.142	0.101	21.21	25	1225	1089	1.225	0.792	1630.72
2	**(35*35)**	2.142	0.101	21.21	25	1225	1089	1.225	0.792	1630.72
1	**(40*40)**	2.142	0.115	18.63	25	1600	1444	1.6	0.804	2196.845
RDC	**(40*40)**	2.142	0.115	18.63	25	1600	1444	1.6	0.804	2196.845
SS	**(40*40)**	2.142	0.115	18.63	25	1600	1444	1.6	0.804	2196.845

II.4.2-Dimensionnement de poteau plus sollicité

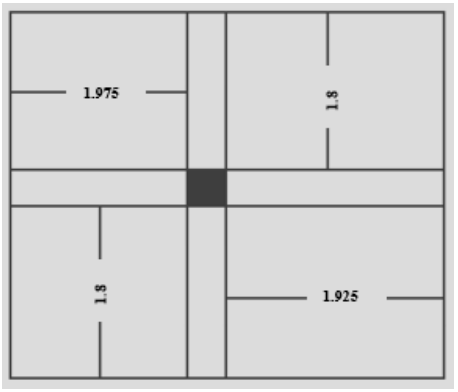


Figure 3-Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité en RDC

Tableau 10 - Surface reprise par le poteau (plancher SS)

La surface du plancher S_p= [(1.975+1.925) *(1.8+1.8)] $\mathbf{S_p}$=14.04[m^2]

La surface totale S_t= [(3.9+0.4) *(3.6+0.4)] $\mathbf{S_t}$=17.2[m^2]

Détermination des charges permanente

- $G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher x $S_{\text{plancher partielle}}$
- $G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé.
- $G_{\text{(poteau)}}$= b x h x h_e x poids volumique du béton armé.

Tableau 11-L'effort Normal ultime de chaque niveau

Étage	*G plancher (KN)*	*G pot(KN)*	*G pp (KN)*	*G ps (KN)*	*G(KN)*	*G cum(KN)*
5	**89.856**	**6.885**	**11.42**	**9**	**117.16**	***117.16***
4	**83.6784**	**9.371**	**11.42**	**9**	**113.47**	***230.63***
3	**83.6784**	**9.371**	**11.42**	**9**	**113.47**	***344.10***
2	**83.6784**	**9.371**	**11.42**	**9**	**113.47**	***457.57***
1	**83.6784**	**12,240**	**11.42**	**9**	**116,338**	***574.908***
RDC	**83.6784**	**12,240**	**11.42**	**9**	**116,338**	***690.247***
SS	***83.6784***	***12,240***	***11.42***	***9***	***116,338***	***806.585***

Charge d'exploitation

Tableau 12-Détermination des charges d'exploitation

Etage		*Q (KN)*	*n*	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} *(KN)*
5	***Q*0**	**17.2**	**0**	**0**	***17.2***
4	***Q*1**	**25,8**	**1**	**2**	***68.8***
3	***Q*2**	**25,8**	**2**	**1.25**	***101.05***
2	***Q*3**	**25,8**	**3**	**1**	***126.85***
1	***Q*4**	**25,8**	**4**	**0.875**	***149.425***
RDC	***Q*5**	**25.8**	**5**	**0.8**	***170.065***
SS	***Q6***	***25.8***	***6***	***0.75***	***189.415***

Détermination de l'effort normal ultime

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau
plus sollicité.

Nu =1.35G+1.5Q ; 1.1N = Nu + 10% Nu

Tableau 13-Vérification de 1.1Nu≤ Nadm

Étages	G_{cum} *[KN]*	Q_{cum}*[KN]*	*NU*	*1,1*N_U*	N_{adm} *[KN]*	*Vérification*
5	**128.207**	**17.2**	**211.78**	**232.958**	**1146.20**	***Vérifiée***
4	**252,01**	**68.8**	**456.31**	**501.941**	**1630.72**	***Vérifiée***
3	**375,79**	**101.05**	**671.8**	**738.98**	**1630.72**	***Vérifiée***
2	**499,57**	**126.85**	**877.6**	**965.36**	**1630.72**	***Vérifiée***
1	**615,913**	**149.425**	**1068.52**	**1175.37**	**2196.845**	***Vérifiée***
RDC	**732,251**	**170.065**	**1380.376**	**1518.41**	**2196.845**	***Vérifiée***
SS	***848,590***	***189.415***	***1609.99***	***1770.99***	***2196.845***	***Vérifiée***

II.5- PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Les voiles sont des murs en béton armés de grande portée de longueur et de hauteur bien déterminée « hauteur d'étage », ils auront pour le rôle de contreventement et de reprendre des charges verticales et efforts horizontaux.

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

- **Sous-sol :**

≡ $\boldsymbol{he}$=306−35=271cm $\boldsymbol{a}$= $\boldsymbol{he}$**/25** = 10.84 *cm* on adopte a=20 cm

- **Niveau RDC + 1ér étage :**

≡ $\boldsymbol{he}$=306−35=271cm $\boldsymbol{a}$= $\boldsymbol{he}$**/25** = 10.84 *cm* on adopte a=15 cm

- **Les étages :**

≡ $\boldsymbol{he}$=306−35=271cm $\boldsymbol{a}$= $\boldsymbol{he}$**/25** = 10.84 *cm* on adopte a=15 cm

On peut adopter une épaisseur de 15cm

II.6- CONCLUSION

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1-INTRODUCTION :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme celles dont l'étude est indépendante de l'action sismique mais dépendant de la géométrie interne de la structure

III.2-L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément non porteur encastré autour du plancher terrasse, il assure la Protection d'étanchéité contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est sollicité à la flexion composée due aux :

- Son poids propre sous forme d'un effort normale verticale.
- Un moment à l'encastrement due à une charge d'exploitation de 1KN/ml appliqué à son extrémité.

III.2.1-Dimensions :

- ✓ h=66 cm
- ✓ h_0=50 cm
- ✓ a=10 cm
- ✓ e= 15 cm

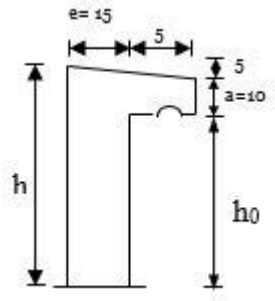


Figure 4 Coupe de l'acrotère

III.2.1.1-Paramètre de calcul :

Béton : fc28= 25 MPa

Acier Fe=400 MPa

III.2.2-Evaluation des charges :

III.2.2.1-Charge permanente :

[h. a + e. 0.10).1ml]ρbéton G=0.081*25=2.025 KN

III.2.2.2-Charge d'exploitation :

Q=1 KN

III.2.3-Calcul des sollicitations à l'ELU :

Tableau 14-Calcul des sollicitations à l'ELU

	ELU	*ELS*
Efforts normale Nu/ser [KN]	1.35xG=2.73	*G=2.025*
Efforts tranchants Vu/ser [KN]	1.5xQ=1.50	*Q=1.00*
Moment d'encastrement Mu/ser [KN.m]	*1.5Qxh=0.99*	*Qxh=0.66*

III.2.4-Calcul de ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avec une fissuration préjudiciable On a

Tableau 15-Paramètre de calcul

Dimensions		***Caractéristiques***	
Notations	**Valeurs (cm)**	**Notations**	***Valeurs (Mpa)***
b	100	**Fc28**	*25*
h	10	**Fe**	*400*
c	2.5	**σb**	*14.16*
c'	2.5	**σs**	*347*
d	*7.5*	***γs ; γb***	*1.15 ; 1.5*

III.2.5-Calcul de l'excentricité

- ***L'excentricité de 1erordre :***

$$\equiv \quad e1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.99x100}{2.565} = 38.596cm$$

- ***L'excentricité additionnelle :***

$$\equiv \quad ea = \text{Max}\,(2cm, \frac{L}{250}) = 2cm = 38.596cm$$

- ***L'excentricité de 2^{éme} ordre :***

$$\equiv \quad e2 = \frac{3lf^2}{10^4 h}(2 + \alpha.\phi) = 0.1584cm$$

$$e0 = e1 + ea + e2 = 40.7544cm > \left(\frac{h}{2}\right) - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$$

La section partiellement comprimée **(SPC)**

III.2.6- Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

III.2.6.1-E.L.U

$$e = 0.407m$$
$$M1 = Nu \times e = 2.73 \times 0.407 = 1.11\ KN.M$$

III.2.6.2-E.L.S :

$$e0 = \frac{Mser}{Nser} = 32.6cm > \left(\frac{h}{2}\right) - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$$

III.2.7-Calcul de ferraillage

Tableau 16-Calcul des moments réduits

Etat limite de compression du béton	Si : - $\mu \leq \mu l$ Alors : « Pas d'aciers comprimés » - $\mu \geq \mu l$ Alors : « Aciers comprimés nécessaires »	$\mu = \frac{M1}{b \cdot d2 \cdot sb} = 0.0139$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	α=0.00166
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0.4\alpha)$	Zb=74.502
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$\frac{Mu}{Z.fe}$	Au=0.406 cm2
Condition de non fragilité	$\frac{0.23\ b\ d\ fc28}{fe}$	Amin=1.078cm 2
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
5HA10 => 3.93cm2		
Les armatures de répartition	$\frac{A}{4}$	0.9825cm2
3HA8 => 1.51 cm2		

III.2.8-Vérification à L'ELS

III.2.8.1-Vérification de l'effort tranchant :

Tableau 17-Vérification de la contrainte de cisaillement

Contrainte tangente	$\tau = \frac{Vu}{b\ d}$	$\tau = 0.02\ Mpa$
Contrainte tangente limite	$Min(0.15\frac{fc28}{\gamma b}\ , 4\ Mpa)$	$2.5\ Mpa$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau u \leq Min(0.15\frac{fc28}{\gamma b}\ , 4\ Mpa)$	$0.02Mpa < 2.5Mpa)$ VERIFIER

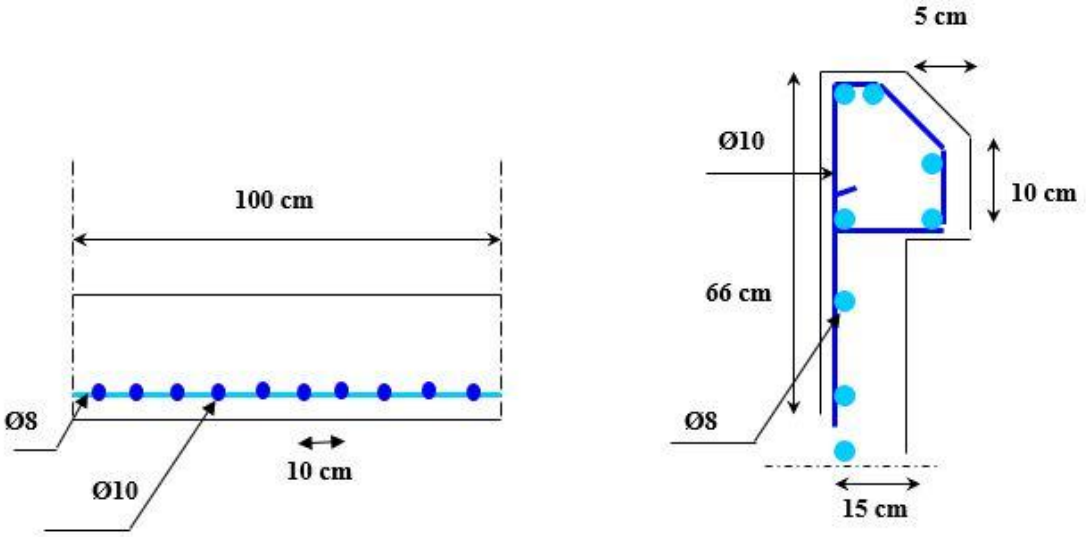


Figure 5 - coupe ferraillage de l'acrotère

III.3-ESCALIER

III.3.1-INTRODUCTION

Un escalier est constitué d'un certain nombre de marches avec une longueur appelée "emmarchement", une largeur appelée "giron", une partie verticale appelée "contre-marche", et le support des marches est appelé "paillasse". Une série continue de marches, appelée "volée", peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est appelée "palier". Du côté du vide, les volées et les paliers sont équipés d'un garde-corps ou d'une rampe. Deux volées parallèles ou en biais sont reliées par un ou plusieurs paliers ou un quartier tournant. Cette disposition de construction plus complexe permet de gagner de l'espace sur la surface totale de l'escalier.

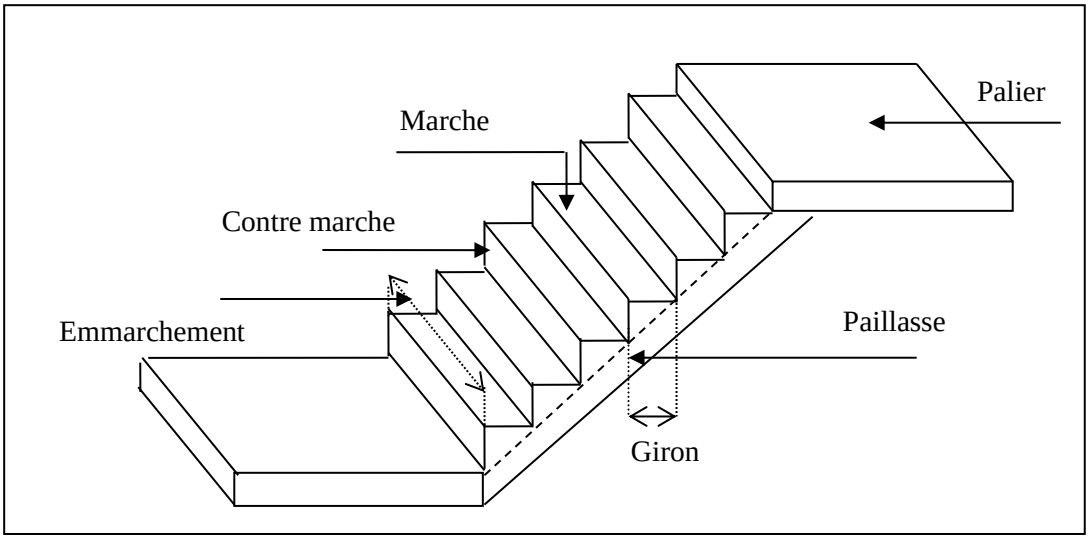


Figure 6-schéma d'un escalier

III.3.2- Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

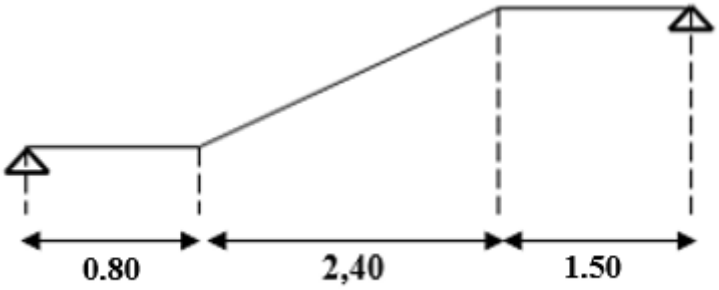


Figure 7-Schema statique

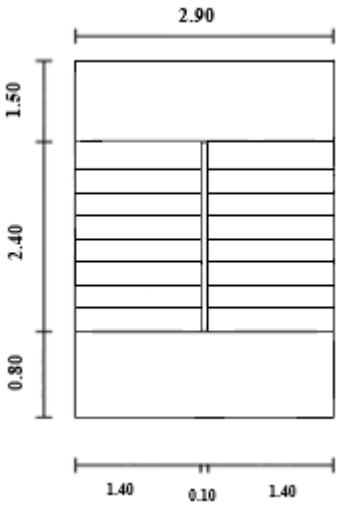


Figure 8 -Vue en plan des escaliers

III.3.2.1-Calcul de nombre des marches

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

n-1 : nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur totale de volée.

H = $\frac{306}{2}$ = 153 cm, on pend **h = 17 cm**.

Donc n = $\frac{H}{h} = \frac{153}{17}$ = 9 (nombre de contre marches)

n-1 = 8 (nombre de marches)

D'autre part : (n-1) x g = L ⇒g = $\frac{L}{n-1} = \frac{240}{8}$

⇒ **g = 30cm**.

D'après la formule de Blondel, on a :

59 cm ≤ 2h+g ≤ 66cm.

2 x 17+30 = 64 cm et que 59 cm ≤ 64 cm ≤ 66 cm.

tgα = $\frac{17}{30}$ = 0,56 ⇒ α = arctg (0,56) = 29,25$^{0.}$

III.3.2.2-Epaisseur de la paillasse et de palier

a. Epaisseur de la paillasse :

$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20}$; on a $l = \frac{240}{cos\,\alpha}$ = 2,76 cm.

9,31 ≤ ep ≤ 13,96 on prend ep = 15.

b. Epaisseur de palier :

$e_{palier} = \frac{ep}{cos\,\alpha} = \frac{12}{cos\,\alpha}$

e_{palier} = 13,79 cm on prend e_{palier} = 14 cm.

On adopte **e_{palier} = $e_{paillasse}$ = 14 cm**.

III.3.2.3-Descente de charge

a) Volée

Tableau 18-Descente de charge (volée)

Désignation	*Ep (m)*	*densité* KN/m^3	*poids* KN/m^2
Revêtement en carrelage horizontal	**0,02**	**20,00**	***0,40***
Mortier de ciment horizontal	**0,02**	**20,00**	***0,40***
Lit de sable fin	**0,02**	**18,00**	***0,36***
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	**0,02**	**20,00**	***0,23***
Poids propre de la paillasse $ep \times 25/cos\,\alpha$	**0,14**	**25,00**	***4,02***
Poids propre des marches $^{h}/_{2} \times 22$	**/**	**22,00**	***1,87***
Garde- corps	**/**	**/**	***0,10***
Enduit en plâtre ep/cosα	***0,02***	***10,00***	***0,23***

-charge permanente **: G=7,61 KN/m².**

-Surcharge d'exploitation **: Q=2,5 KN/m² .**

$\mathbf{q_{u\ vol}}$**=** (1,35G_1+1,5Q1).1 m =14,02 KN/ml.

$\mathbf{q_{ser\ vol}}$**=** (G+Q).1 m= 10,11 KN/ml.

b) Palier

Tableau 19-Descente de charge (palier)

Désignation	*ep (m)*	*Densité (KN/m3)*	*Poids KN/m2*
Poids propre du palier ep $\times$ **25**	**0,14**	**25,00**	***3,5***
Revêtement en carrelage	**0,02**	**20,00**	***0,40***
Mortier de pose	**0,02**	**20.00**	***0,40***
Lit de sable fin	**0,02**	**18,00**	***0,36***
Enduit de plâtre	***0,02***	***10,00***	***0,2***

- charge permanente **: G=4,86 KN/m².**

- surcharge d'exploitation **: Q=2,5 KN/m².**

$\mathbf{q_{u\ pal}}$= (1,35 G_2+1,5 Q_2).1m = 10,31 KN/ml.

$\mathbf{q_{ser\ pal}}$= (G+Q).1m = 7.36 KM/ml.

III.3.2.4-Détermination des sollicitations

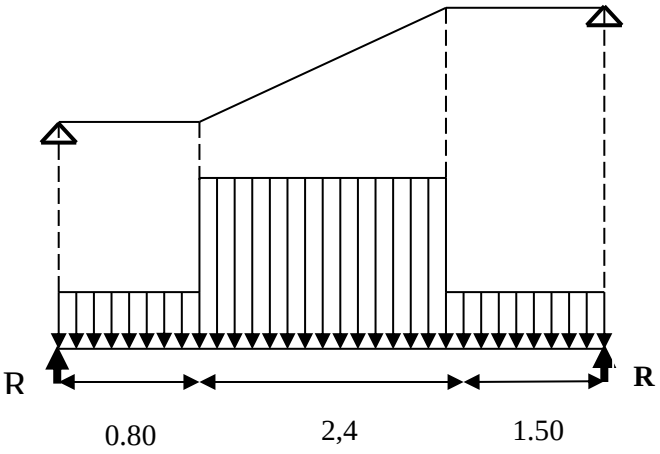


Figure 9-Schéma statique de l'escalier

E.L.U :

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 0.8) + (q_1 \times 2{,}4) + (q_2 \times 1.5)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 57.361KN$$

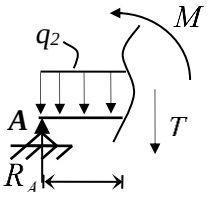
$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(0.8)^2}{2} q_2 + 2.4\left(\frac{(2.4)}{2} + 0.8\right) q_1 + 1.5\left(\frac{(1.5)}{2} + 2.4 + 0.8\right) q_2\right] /4.7$$

$$\Rightarrow R_A = 28.01\text{KN}$$

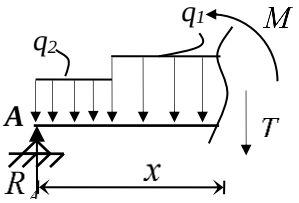
$$\sum M/_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.5)^2}{2} q_2 + 2.4\left(\frac{(2.4)}{2} + 1.5\right) q_1 + 0.8\left(\frac{(0.8)}{2} + 2.4 + 1.5\right) q_2\right] /4.7$$

$$\Rightarrow R_B = 29.35\text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

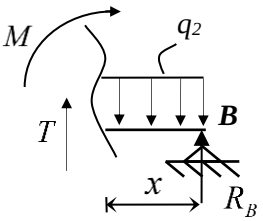


- $0 \le x \le 0.8 \begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$



- $0.8 \le x \le 3.2 \begin{cases} T(x) = R_A - 0.8 q_2 - q_1 (x - 0.8) \\ M(x) = R_A x - 0.8\left(x - \frac{0.8}{2}\right) q_2 - \frac{(x-0.8)^2}{2} q_1 \end{cases}$

- $0 \le x \le 1.5 \begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$



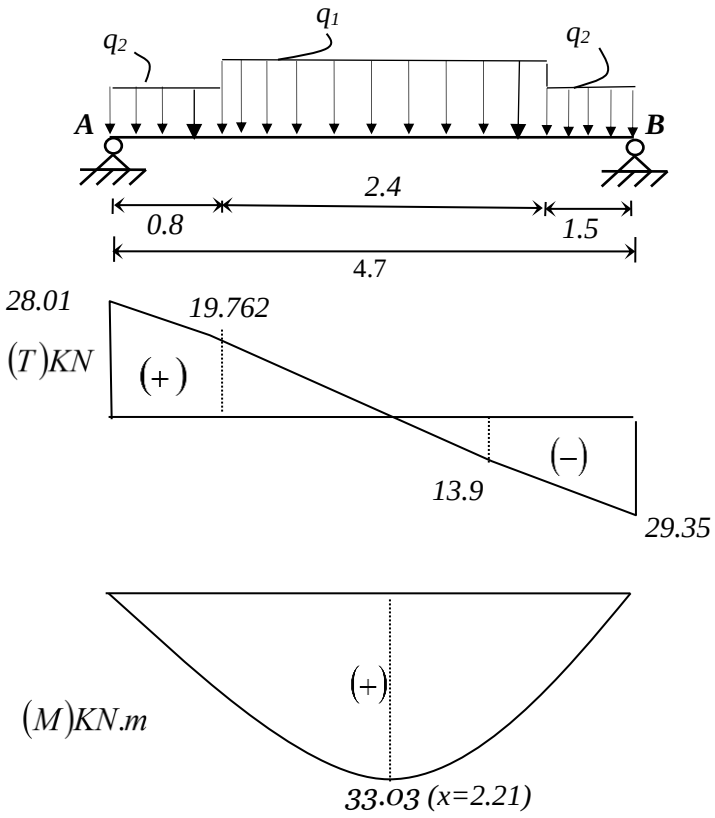


Figure 10-Diagrammes des sollicitations

Tableau 20-Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

X (m)	*Réaction (KN)*	*Effort tranchant (KN)*	*Moment fléchissant (KN.m)*	*T_{max} (KN)*	*M_{max} (KN.m)*	*Moment sur appuis (M_a=0.3M_0)*	*Moment en travée (M_t=0.8M_0)*
0	**28.01**	**28.01**	**0**	**28.01**	**33.03**	**9.909**	***26.424***
0.8	**-**	**19.762**	**19.10**				
2.21	**-**	**0**	**33.03**				
3.2	**-**	**-13.9**	**26.2**				
4.7	***29.35***	***-29.35***	***0***				

Remarque : *les appuis doivent équilibrer un moment :* $M_a = 0.3M_0$ *qui conduit a un moment réduit en travée :* $M_t = 0.8M_0$

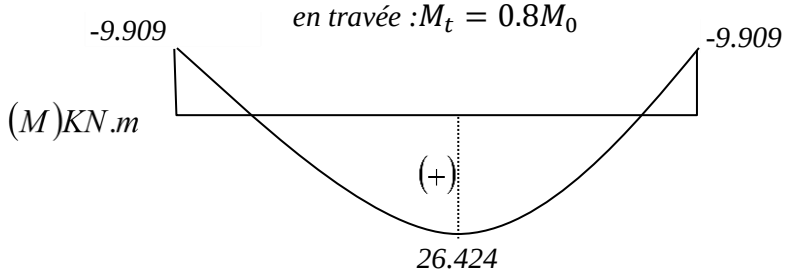


Figure 11-Diagramme des moments retenus

E.L.S

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 0.8) + (q_1 \times 2{,}4) + (q_2 \times 1.5)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 41.2KN$$

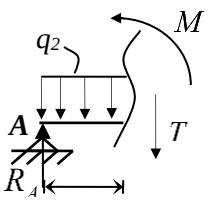
$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(0.8)^2}{2} q_2 + 2.4\left(\frac{(2.4)}{2} + 0.8\right) q_1 + 1.5\left(\frac{(1.5)}{2} + 2.4 + 0.8\right) q_2\right] / 4.7$$

$$\Rightarrow R_A = 20.10\text{KN}$$

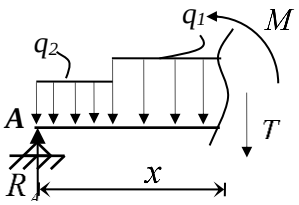
$$\sum M/_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.5)^2}{2} q_2 + 2.4\left(\frac{(2.4)}{2} + 1.5\right) q_1 + 0.8\left(\frac{(0.8)}{2} + 2.4 + 1.5\right) q_2\right] / 4.7$$

$$\Rightarrow R_B = 21.08\text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

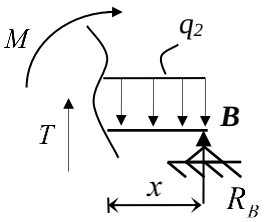


- $0 \le x \le 0.8 \begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$



- $0.8 \le x \le 3.2 \begin{cases} T(x) = R_A - 0.8 q_2 - q_1 (x - 0.8) \\ M(x) = R_A x - 0.8\left(x - \frac{0.8}{2}\right) q_2 - \frac{(x-0.8)^2}{2} q_1 \end{cases}$

- $0 \le x \le 1.5 \begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$



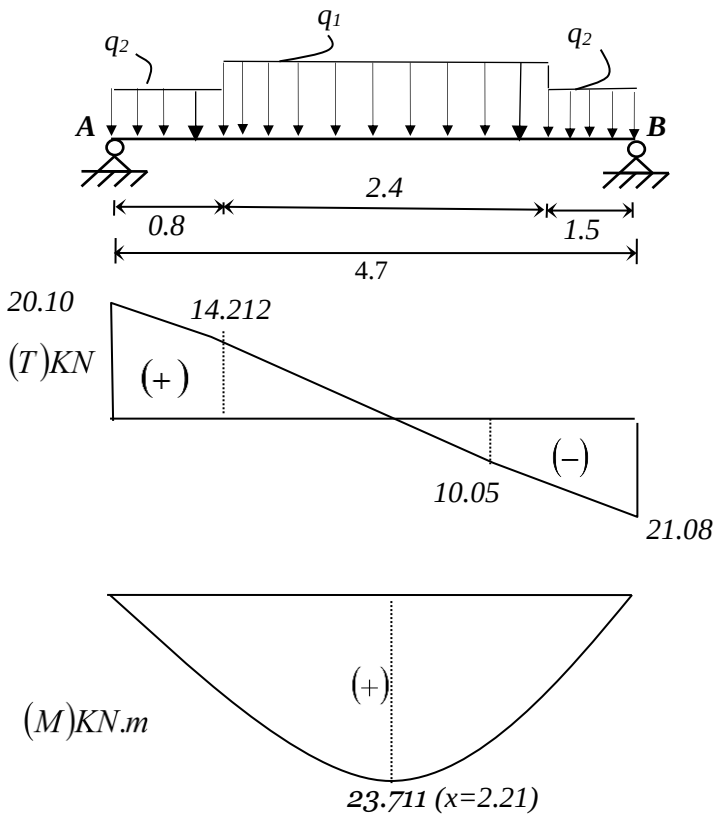


Figure 12-Diagrammes des sollicitations

Tableau 21-Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

X (m)	*Réaction (KN)*	*Effort tranchant (KN)*	*Moment fléchissant (KN.m)*	*T_{max} (KN)*	*M_{max} (KN.m)*	*Moment sur appuis (M_a=0.3M_0)*	*Moment en travée (M_t=0.8M_0)*
0	**20.10**	**20.10**	**0**				
0.8	**-**	**14.212**	**13.72**	**20.1**	**23.711**	**7.1133**	***18.97***
2.21	**-**	**0**	**23.711**				
3.2	**-**	**-10.05**	**18.7**				
4.7	***21.08***	***-21.08***	***0***				

Remarque : *les appuis doivent équilibrer un moment :* $M_a = 0.3M_0$ *qui conduit a un moment réduit en travée :* $M_t = 0.8M_0$

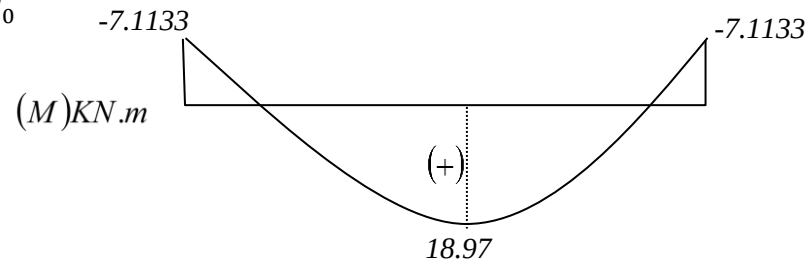


Figure 13-Diagramme des moments retenus

III.3.2.5-CONCLUSION :

(E.L.U) :	**(E.L.S) :**
Mt max= 26.424 kn.m	**Mt max= 18.97 kn.m**
Ma max= 9.909kn.m	**Ma max= 7.11kn.m**
Tmax = 28.01 kn	**Tmax = 20.1 kn**

III.3.2.6-calcul de ferraillage

E.L.U

a.1 En travée

$\mu = \frac{26.424\times10^3}{100\times(13,5)^2\times14,2} = 0,1021$< μl = 0.392 (acier FeE400)

Donc (A') n'existe pas.

$\alpha = 1,25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) = 0,134$

$\beta = 1-0,40\alpha = 0,94$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ MPa.$

$A = \frac{M_t^{max}}{\beta\cdot d\cdot\sigma_s} = \frac{26424}{0,94\times13,5\times348} = 5.98cm^2$

$Amin = 0.23\,.b\,.d\,\frac{f_{t28}}{f_e} = 1.94cm^2$

$A_{max}\,(A_{cal}\ ;\ A_{min}) = 5.98cm^2$

Choix : 4T14 esp 20 = 6.16cm^2

T14→ e = 20cm ≤ min [3h ;33cm] = min [45 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

Armatures de répartition

$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{6.16}{4} = 1,54cm^2$

Ar : 4T8 → Ar = 2,01 cm^2/ml

T8 → e = 25cm ≤ min [4h ;45cm]2 = min [60 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

a.2 En appui

$$\mu = \frac{9.909\times10^3}{100\times(13,5)^2\times14,2} = 0.0382 < \mu l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,0484 \quad ; \quad \beta = 0.981$$

A=2,15 cm^2

Amin =1.94cm^2

$A_{max}\,(A_{cal}\,;\,A_{min}) = 2.15cm^2$

Choix : 5T8 esp 20 => A= 2.51cm^2

Ar : 4T5→ Ar = 0.78 cm^2/ml

T8 → e = 15cm.

E.L.S :

Fissuration peu nuisible
Flexion simple
Section rectangulaire
FE400

$$\Rightarrow \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \Rightarrow \quad \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{28.424}{18.97} = 1,392$$

$\alpha = 0,134 < 0,446 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

b.2 En appui :

$\alpha = 0,0484 < 0,446 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- **Vérification les efforts tranchants**

$$Tmax = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 28.01KN$$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b\cdot d}$=0.207Mpa

$$\tau_\ell = min\left(\frac{0,2\cdot f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\right) = 3,33\ MPa$$

$\tau_u = 0,21\ MPa \leq \tau_\ell = 3,33\ MPa \longrightarrow$ Condition vérifiée

III.3.3-Étude de la poutre palière :

La poutre palière se trouve à une élévation de 1,53 mètres.

III.3.3.1-Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est

$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$ on prend $\mathbf{h_t = 35cm}$

$0.4\ h_t \leq b \leq 0.8\ h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24$on prend $\mathbf{b = 30cm}$

III.3.3.2-Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$b \geq 20$ cm 30cm > 20 cm..... Condition vérifiée.

$h_t \geq 30$ cm ⇔ 35 cm ≥ 30 cm..... Condition vérifiée.

$\frac{h_t}{b} \leq 4$ $\frac{35}{30} = 1.16 < 4$ ..... Condition vérifiée.

Suivant R.P.A : min (h, b) > 25 cm .....C.V

III.3.3.3-Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier **:** $\mathbf{0{,}3 \times 0{,}35 \times 25 = 2.65\ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre :

- $Qeq = \frac{(q1.l1)+(q2.l2)}{l1+l2}$
- $Rbu = \frac{Qeq.l}{2} = 20.77\ KN/m.$
- $Rbs = \frac{Rbu}{e} = 15.98\ KN/m.$

Q= 2,5 KN/m

On a: q_u =1,35 x 2.652 +1,5 x 2,5 + 20.77 = 28.06 KN/m

q_{ser} = 2.652 + 2,5 + 15.98 = 21.105KN/m

III.3.3.4-Calcul des sollicitations

E.L.U

$M_0=\frac{q_u.l^2}{8}$ = 29.5 KN.m

M_t= 0,8.M_0 = 23.6 KN.m

M_a= 0,3.M_0 = 8.86 KN.m.

Tx=ql/2=(28.06 ×2.9) / 2=40.687 KN

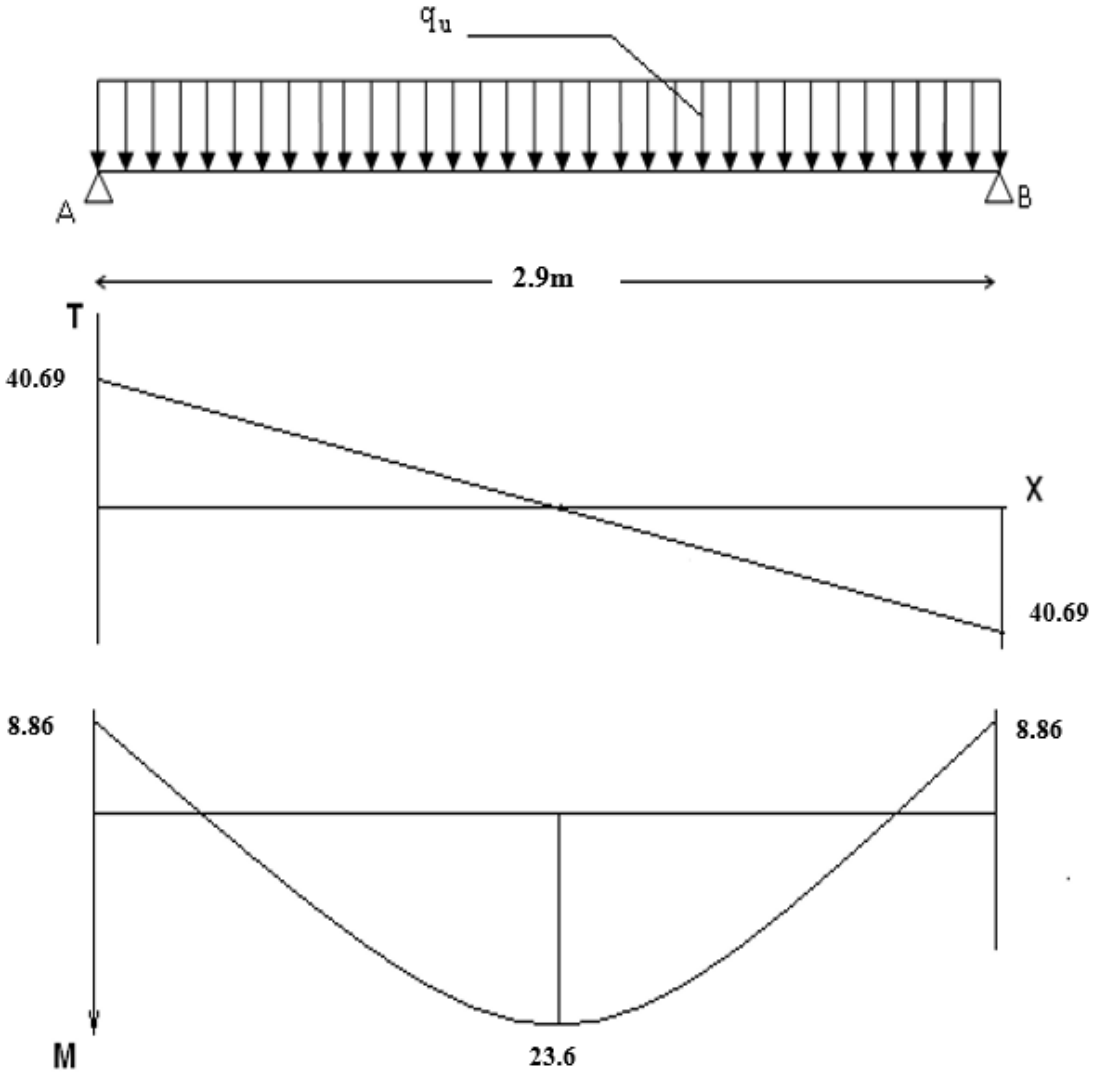


Figure 14-Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

E.L.S

$M_0=\frac{qs.l^2}{8}$= 22.19 KN.m

M_t= 0,8.M_0 = 17.75 KN.m

M_a= 0,3.M_0 = 5.32KN.m.

Tx= q_s l /2=(21.105*2.9) / 2=30.60 KN

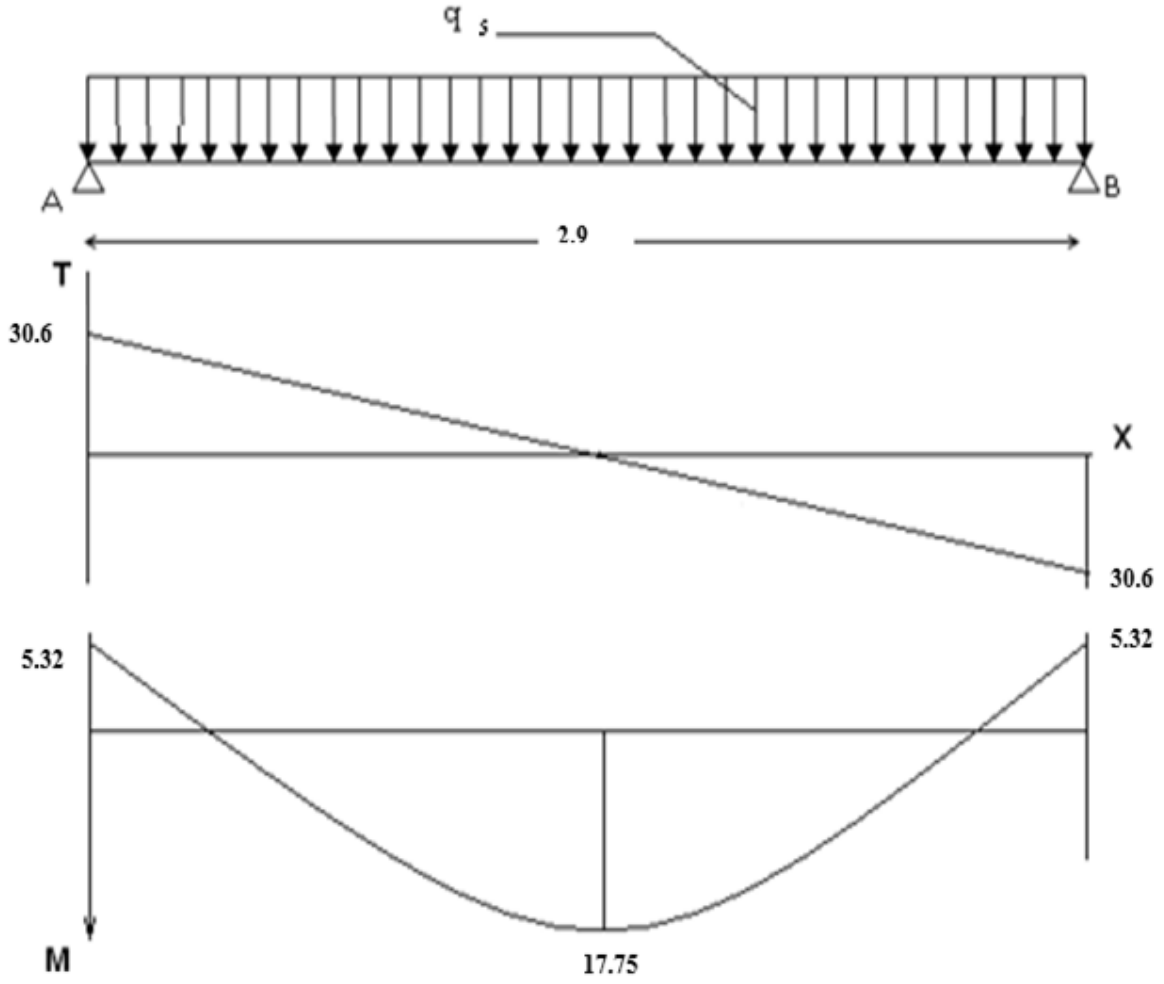


Figure 15 - Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

III.3.3.5-Calcul du ferraillage :

a. E.L.U :

a.1 En travée

$\mu = \frac{23.6*10^3}{100*(13.5)^2*14.2} = 0.0911$ < μl = 0.392 (acier FeE400)

Donc (A') n'existe pas.

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1-2\mu}) = 0.12$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.952$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ MPa.$

A=$\frac{M_T^{max}}{\beta*d*\sigma_s} = \frac{23600}{0.952*13.5*348} = 5.28\ cm^2$

$A_{min=0.23*b*d*\frac{f_{t28}}{f_e}=1.94\ cm^2}$

Amax (Acal ; Amin) =5.28 cm^2

Choix : 4T14 A=6.15 cm^2

a.2 En appui :

$\mu = \frac{8.86*10^3}{100*(13.5)^2*14.2} = 0.034$ < μl = 0.392 (acier FeE400)

Donc (A') n'existe pas.

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1-2\mu}) = 0.0432$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9827$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ MPa.

A=$\frac{M_T^{max}}{\beta*d*\sigma_s} = \frac{8600}{0.9827*13.5*348} = 1.86\ cm^2$

$A_{min=0.23*b*d*\frac{f_{t28}}{f_e}=1.94\ cm^2}$

A_{max} (A_{cal} ; A_{min}) =1.94 cm^2

Choix : 3T12 A=3.39 cm^2

a. E.L.S :

Fissuration peu nuisible
Section rectangulaire
Flexion simple
FE400

$$Si\ \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \Rightarrow \quad \sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\boldsymbol{\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.33}$$

$\boldsymbol{\alpha = 0.12 < 0.415}$ ……. ***condition vérifiée***

b.2 En appui :

$\boldsymbol{\alpha = 0.0432 < 0.415}$ ……. ***condition vérifiée***

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- **Vérification l'effort tranchant :**

$T_{max} = 40.69\ kn$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = 0.2929$$

$$\tau_\ell = \min\left(\frac{0{,}2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\right) = 3{,}33\ MPa.$$

0.2929<3.33 ……condition vérifiée

$$\emptyset = min\begin{cases}\frac{h}{35} = 100\ mm \\ \frac{b}{10} = 30m \\ \emptyset_\gamma = 14\ mm\end{cases}$$

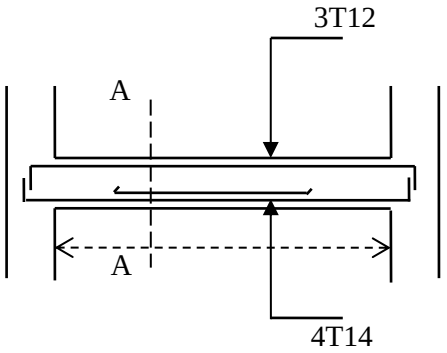
Soit Ø=8 mm, Choix 2T8 → 1 mm^2

- **Calcul de l'espacement :**

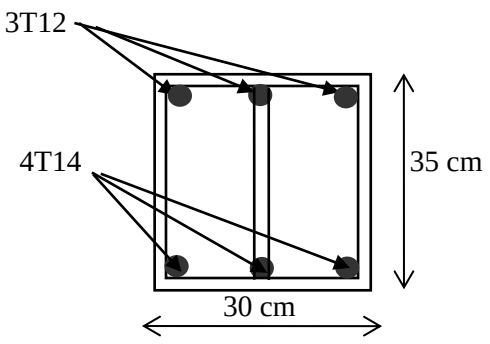
$$\delta_t \leq min\begin{cases} min\ (0{,}9d\ ,\ 40\ cm) = 40\ cm \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0{,}4} = 13{,}78\ cm. \\ \frac{A_t \cdot 0{,}3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s\ (\tau_u - 0{,}3 \cdot f_{t28})} = 23{,}88\ cm \end{cases}$$

Soit

$\delta_t = 15\ cm.$



-Poutre palière-



-Coupe A-A-

Figure 16- coupe de poutre palière

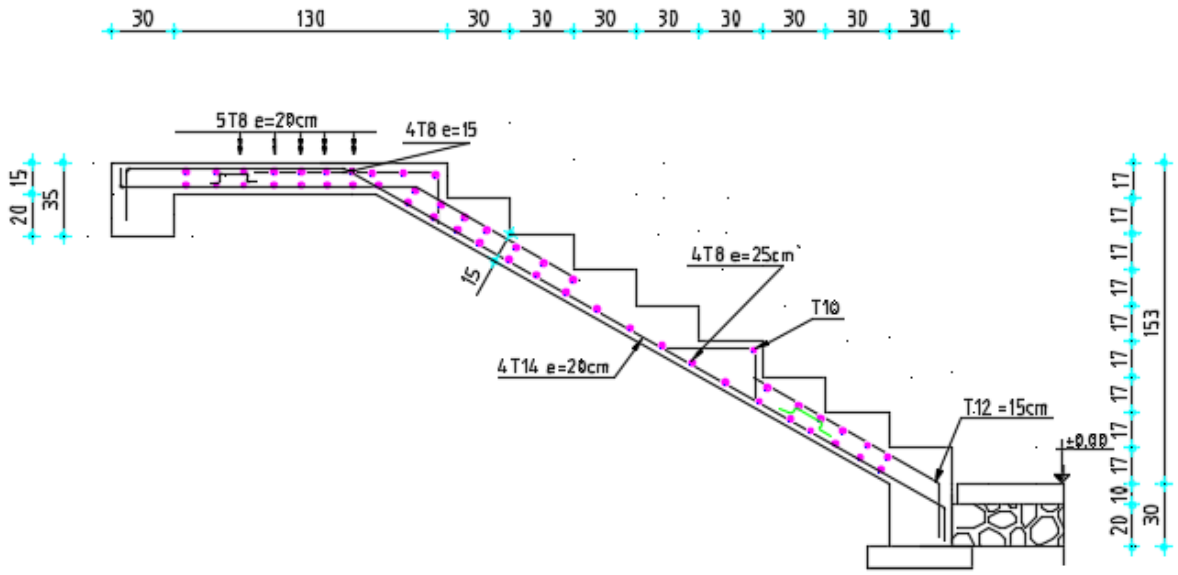


Figure 17 - schéma de ferraillage des escalier

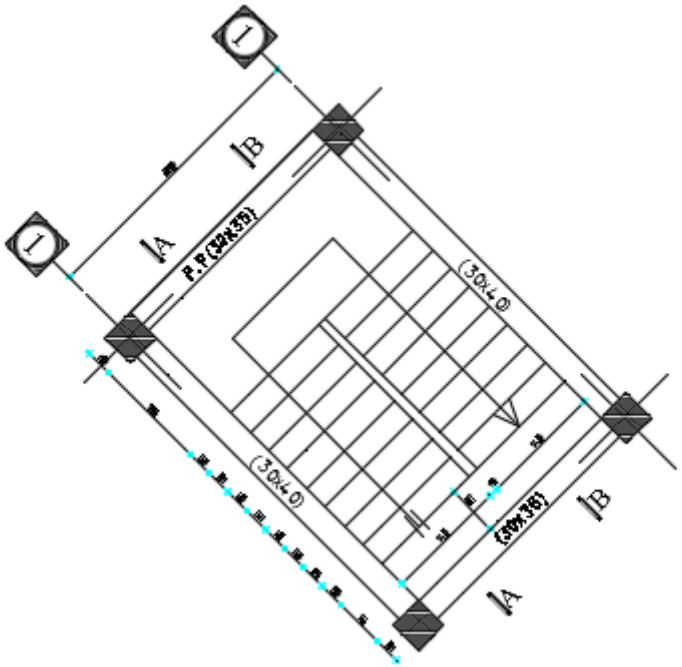


Figure 18 - vue en plan des escaliers

III.4-PLANCHER

III.4.1-Plancher en corps creux

III.4.1.1-Étude de la dalle de compression ***CBA93(B.6.8.4.2.3)***

-La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures $(A_{\perp})$.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures $(A_{//})$.

- La section minimale des armatures doit être :
  - Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

    $A_{\perp} \geq 200/f_e$; $A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2}\right)$
  - Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :

    $A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2}\right)$

    Avec :

    L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

    f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\varphi \leq 6\ mm$ est :

$f_e = 520MPa.$

a. Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50\ cm \leq L_n = 60\ cm \leq 80\ cm$$

Donc on a : $A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{520}\right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0{,}46\ \ cm^2/ml.$

On prend ${}^{5\varphi 6}/_{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1{,}41\ \ cm^2/ml.$

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \Rightarrow \quad \frac{1{,}41}{2} \quad \Rightarrow \quad A_{//} \geq 0{,}70\ \ cm^2/ml.$$

On prend ${}^{5\varphi 6}/_{ml} \Rightarrow A_{//} = 1{,}41\ \ cm^2/ml.$

Donc on adoptera un treillis soudé de : $\varphi 6$

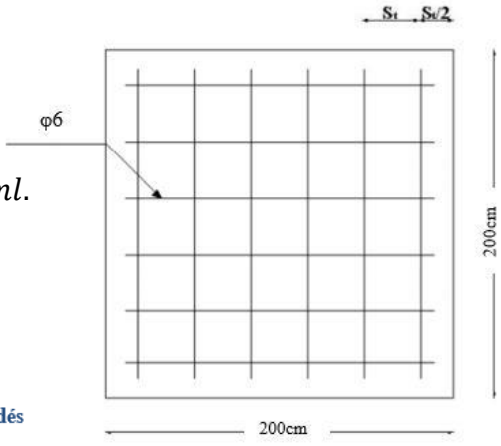


Figure 19-Vue en plan de treillis soudé

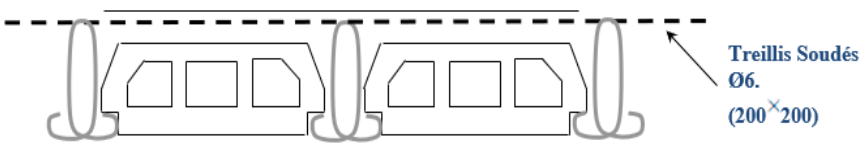


Figure 20-coupe de treillis soudé

III.4.2-Étude des poutrelles

III.4.2.1-Dimensions :

h_t=20 cm;

h_0=4 cm;

b=60 cm;

b_0=12 cm ;

b_1=24 cm.

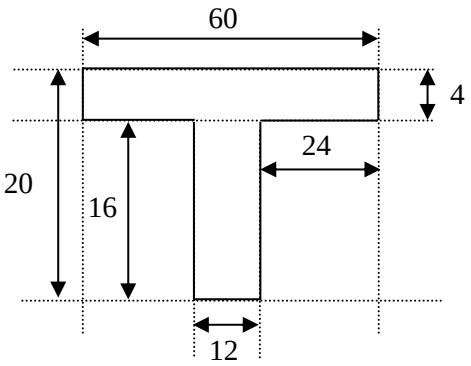


Figure 21-Schéma de poutrelle.

III.4.2.2-<u>Première étape</u> : Avant le coulage de la table de compression :

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

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

a) Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 kN/ml
- Poids du corps creux : 0.6×1 = 0.6 kN/ml

$\Rightarrow$ **G** = 0.6 + 0.12 = 0.72 kN/ml.

-Surcharge d'exploitation : $Q = \text{Max}\begin{cases}1kN \\ 500 \times 4.3 = 2.15kN\end{cases}$

$\Rightarrow$ Q = 2.45 kN

b) Ferraillage :

<u>ELU :</u>

$M_u = 1.35\,M_G + 1.5\,M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.72 \times (4.3)^2/8 = 1.66$ kN.m

$M_Q = Q \cdot L/4 = 2.45 \times (4.9)/4 = 2.31$ kN.m

$\Rightarrow M_u$ =5.706kN.m

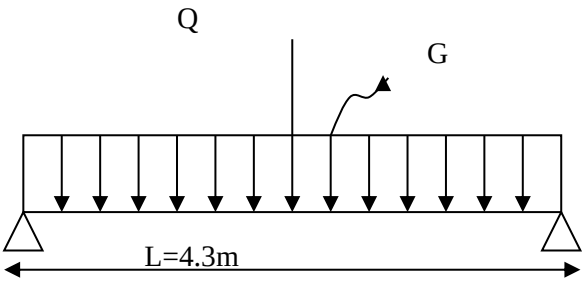


Figure 22-Poutrelle Avant coulage

Après la vérification, la flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage. On est en dehors du domaine de flexion simple.

c) Calcul des étaiements :

$\int max < \int adm$ avec : $\int adm = \begin{cases} \frac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$

$$\int max = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

Tableau 22-vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage courant

Étaiement	***G (KN/ml)***	***Q (KN/ml)***	***Ev (MPA)***	***L (mm)***	***∫ max (mm)***	***∫ adm (mm)***	***∫ < ∫ (adm)***
0	0.72	2.45	10818.87	4350	487.68	8.7	**cnv**
1	0.72	1.225	10818.87	2175	22.792	4.35	**cnv**
2	0.72	1	10818.87	1450	4.505	2.9	**cnv**
3	**0.72**	**1**	**10818.87**	**1087.5**	**1.897**	**2.175**	**cv**

Commentaire **:**

D'après la vérification, il faut prévoir 3 étaiements le long de la travée espacée de **108.75 cm** pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

On place un étaiement :

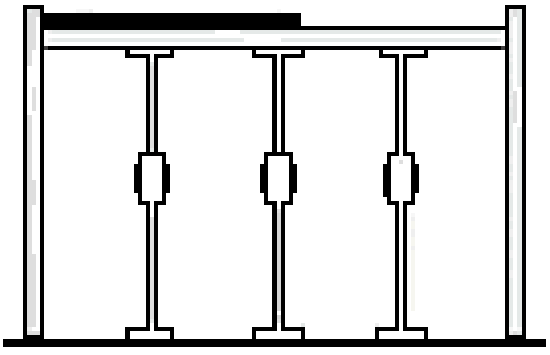


Figure 23-Schéma de dispositions des étaiements

III.4.2.3-<u>Deuxième étape :</u> Après le coulage de la table de compression :

Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

1. Terrasse :

- **E.L.U**:

$$(1{,}35G + 1{,}5Q) \times 0{,}60 = (1{,}35 \times 6400 + 1{,}5 \times 1000) \times 0{,}60 = 6084 \ \ N/ml.$$

- **E.L.S**:

$$(G + Q) \times 0{,}6 = (6400 + 1000) \times 0{,}6 = 4440 \ \ N/ml.$$

2. Étage courant :

- **E.L.U:**

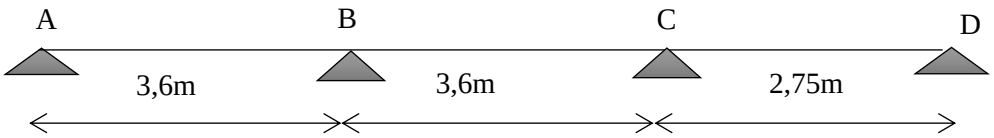
$$(1{,}35G + 1{,}5Q) \times 0{,}60 = (1{,}35 \times 5960 + 1{,}5 \times 1500) \times 0{,}60 = 6177.6 \ \ N/ml.$$

- **E.L.S**:

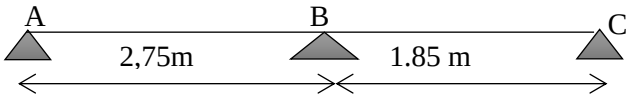
$$(G + Q) \times 0{,}6 = (5960 + 1500) \times 0{,}6 = 4476 \ \ N/ml.$$

Type des poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

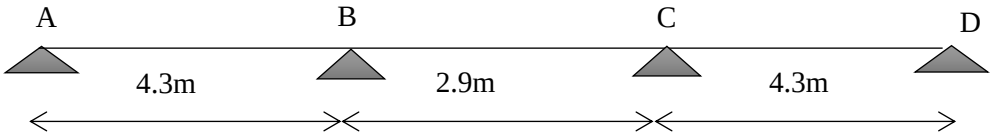


Figure 24-schéma statique des poutrelles.

III.4.3-Méthode de calcul

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/93

Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérer : Q ≤max (2G ; 5 KN/m^2)
2. L'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8et 1,25.
4. la fissuration est peu nuisible.

-La troisième condition n'est pas vérifié donc en applique la méthode de CAQUOT

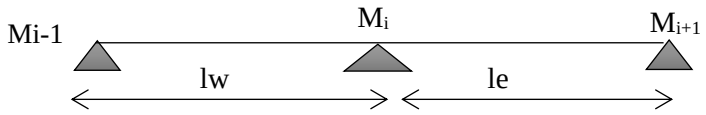
III.3.1 la méthode de Caquot

$$M_{ap}=\frac{q_w\times l`^2_w+q_e\times l`^2_e}{8{,}5(1+\gamma)} \rightarrow \textit{charge repartie}$$

Avec $\gamma=\frac{l`e}{l`w}$ ➔ *l'inertie est constante*

L`=l (pour les travées de rives)

L`=0,8l (pour les travées intermédiaire)



$\mathbf{M_{tmax/min}}$= M0max $-\frac{(M_i+M_{i-1})}{2}$ ➔ charge repartie

$M0max=\frac{Ql^2}{8}$ ➔ Charge repartie

III.3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U)

Type 1 :

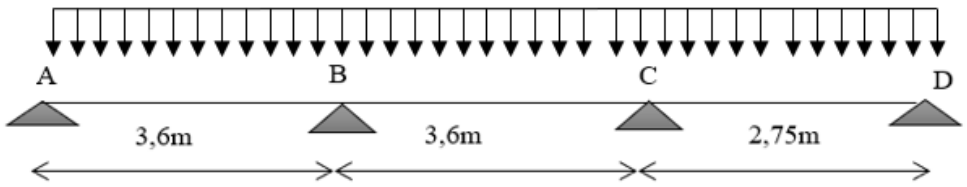
a.1 Plancher étage : Calcul des charges par mètre linéaire

G = 5.96 KN/m²

Q = 1,5 KN/m²

q = (1,35 G + 1,5 Q) x 0,60

q= 6.1776KN/ml à E.L.U.R



- **Partie AB :**

$M_{0AB}= ql^2/8 =10$ KN.m

- **Partie BC :**

$M_{0BC} = ql^2/8 = 10$ KN.m

- **Partie CD :**

$M_{0CD} =ql^2/8 = 5.83$ KN.m

- **les moments sur appuis sont :**

M_{Aap}=0 **M_{Bap}**=$\left(\frac{6.1776\times(3,6)^2+6.1776\times(3,6)^2}{8,5\left(1+\left(\frac{3.6}{3.6}\right)\right)}\right)$=9.41KN.m

M_{capp}=$\left(\frac{6.1776\times(3,6)^2+6.1776\times(2.75)^2}{8,5\left(1+\left(\frac{2.75}{3.6}\right)\right)}\right)$=8.7 KN.m **$M_{dapp}$**= 0

- **les moments en travée**

M_{t1}= M0AB $-\frac{(Mb+M_a)}{2}$ = 5.3KNm

M_{t2}= M0BC $-\frac{(Mc+Mb)}{2}$ =0.945KNm

M_{t3}= M0CD $-\frac{(Md+Mc)}{2}$ =1.48KNm

- **Calcul de l'effort tranchant T :**

- **L'effort tranchant est donné par :**

$$T_W = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$T_e = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$

$T_0 = \frac{q.l}{2}$

- **Travée AB :**

$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{3.6} = 8.5KN$

$T_e = -13,73KN$

- **Travée BC :**

$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{3.6} = 11,32KN$

$T_e = -10,92KN$

- **Travée CD :**

$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{2.75-} = 11.66KN$

$T_e = -5,33KN$

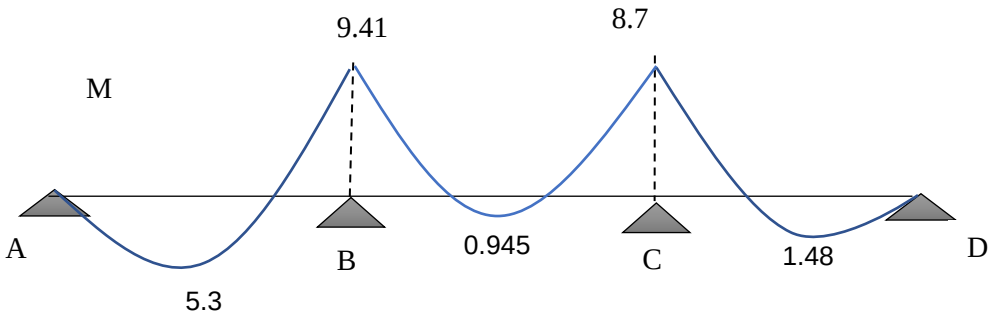


Figure 25-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

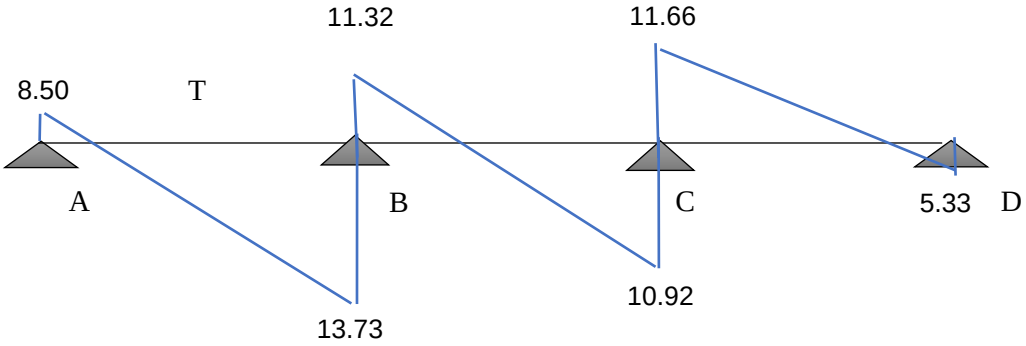


Figure 26-Diagramme des efforts tranchants

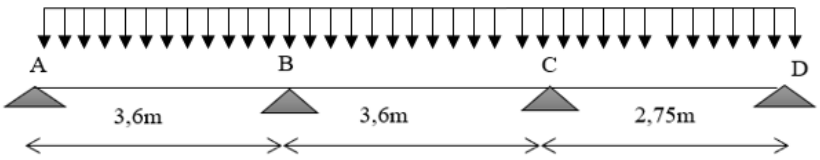
a.2 Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

G = 6.4 KN/m²

P = 1,00 KN/m²

q = (1,35 G + 1,5 Q) x 0,60

q= 6,084KN/ml à E.L.U.R



- **Partie AB :**

M_{0AB}= $ql^2/8$ =9.85 KN.m

- **Partie BC :**

M_{0BC} = $ql^2/8$ = 9.85 KN.m

- **Partie CD :**

M_{0CD} =$ql^2/8$ = 5.751 KN.m

- **les moments sur appuis sont :**

$\mathbf{M_{Aap}}=0$ $\mathbf{M_{Bap}}=\left(\frac{6.084\times(3,6)^2+6.084\times(3,6)^2}{8,5\left(1+\left(\frac{3.6}{3.6}\right)\right)}\right)=9.276\text{KN.m}$

$\mathbf{M_{Capp}}=\left(\frac{6.084\times(3,6)^2+6.084\times(2.75)^2}{8,5\left(1+\left(\frac{2.75}{3.6}\right)\right)}\right)=8.57\text{ KN.m}$ $\mathbf{M_{Dapp}}=0$

- **les moments en travée**

$\mathbf{M_{t1}}=\text{M0AB}-\frac{(Mb+M_a)}{2}=5.212\text{KNm}$

$M_{t2}=\text{M0BC}-\frac{(Mc+Mb)}{2}=0.927\text{ KNm}$

$M_{t3}=\text{M0CD}-\frac{(Md+Mc)}{2}=1.466\text{KNm}$

- **Calcul de l'effort tranchant T :**
  - **L'effort tranchant est donné par :**

$$\boldsymbol{T_W=T_0+\frac{M_W-M_e}{L}}$$

$\boldsymbol{T_e=-T_0+\frac{M_W-M_e}{L}}$

$\boldsymbol{T_0=\frac{q.l}{2}}$

- **Travée AB :**

$\boldsymbol{T_w=\frac{ql}{2}+\frac{M_A-M_B}{3.6}=8.37KN}$

$\boldsymbol{T_e=-13.52KN}$

- **Travée BC :**

$\boldsymbol{T_w=\frac{ql}{2}+\frac{M_B-M_C}{3.6}=11,15KN}$

$\boldsymbol{T_e=-10,75KN}$

- **Travée CD :**

$\boldsymbol{T_w=\frac{ql}{2}+\frac{M_C-M_D}{2.75}=11.48KN}$

$\boldsymbol{T_e=-5,24KN}$

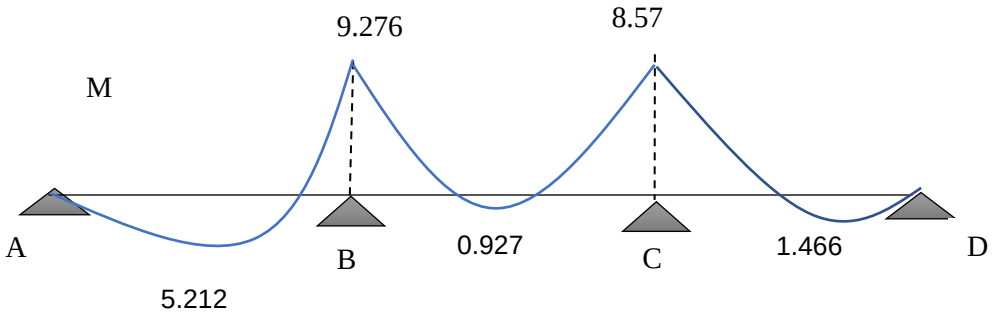


Figure 27-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

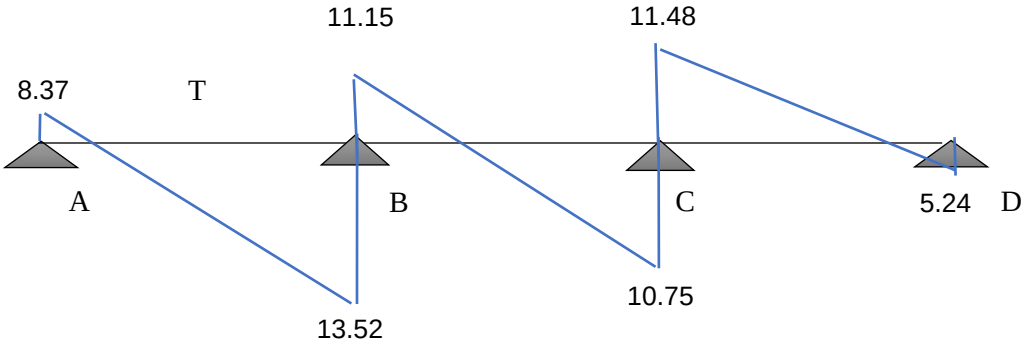


Figure 28-Diagramme des efforts tranchants

Type 2 :

a.1 Plancher étage : Calcul des charges par mètre linéaire

G = 5.96 KN/m²

Q = 1,5 KN/m²

q = (1,35 G + 1,5 Q) x 0,60

q= 6.1776KN/ml à E.L.U.R

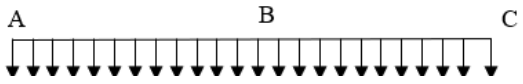


Figure 29-schéma statique des poutrelles.

- **Partie AB :**

$M_{0AB}= ql^2/8$ =5.83 KN.m

- **Partie BC :**

$M_{0BC} = ql^2/8$ = 2.64 KN.m

- **les moments sur appuis sont :**

$\mathbf{M_{Aap}}=0$ $\mathbf{M_{Bap}}=\left(\frac{6.1776\times(2.75)^2+6.1776\times(1.85)^2}{8{,}5\left(1+\left(\frac{3.6}{3.6}\right)\right)}\right)=3.99KN.m$ $\mathbf{M_{capp}}=0$

- **les moments en travée**

$\mathbf{M_{t1}}=$ M0AB $-\frac{(Mb+M_a)}{2}=3.835KNm$

$M_{t2}=$ M0BC $-\frac{(Mc+Mb)}{2}=0.645KNm$

- **Calcul de l'effort tranchant T :**
  - **L'effort tranchant est donné par :**

$$T_W = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

- **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{2.75} = 7.05KN$$

$$T_e = -9.95KN$$

- **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{1.85} = 7.87KN$$

$$T_e = -3.54KN$$

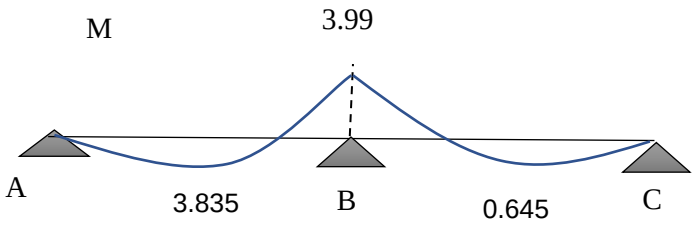


Figure 30-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

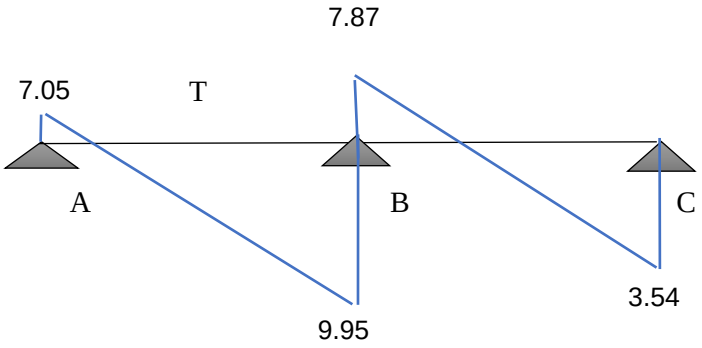


Figure 31-Diagramme des efforts tranchants

b.1)Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

G = 6.4 KN/m²

P = 1,00 KN/m²

q = (1,35 G + 1,5 Q) x 0,60

q = 6,084KN/ml à E.L.U.R

Partie AB :

$M_{0AB}= ql^2/8 =5.75$ KN.m

- **Partie BC :**

$M_{0BC} = ql^2/8 = 2.60$ KN.m

les moments sur appuis sont :

$\mathbf{M_{Aap}}=0$ $\mathbf{M_{Bap}}=\left(\frac{6.084\times(2.75)^2+6.084\times(1.85)^2}{8{,}5\left(1+\left(\frac{2.75}{1.85}\right)\right)}\right)=3.16$KNm $\mathbf{M_{capp}}= 0$

les moments en travée

$\mathbf{M_{t1}}$= M0AB $-\frac{(Mb+M_a)}{2}$ = 4.17KNm

M_{t2}= M0BC $-\frac{(Mc+Mb)}{2}$ =1.02KNm

Calcul de l'effort tranchant T :

- l'**effort tranchant est donnée par :**

$$T_W = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$T_e = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$ $T_0 = \frac{q.l}{2}$

- **Travée AB :**

$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{2.75} = 6,83KN$

$T_e = -9.514KN$

- **Travée BC :**

$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{1.85} = 7.33KN$

$T_e = -3.91KN$

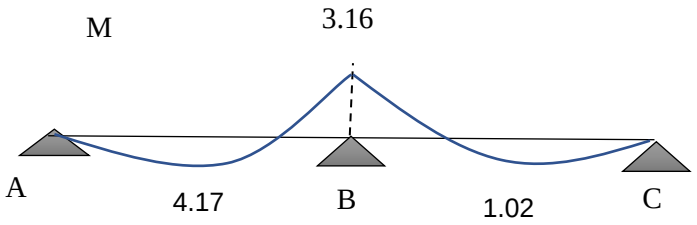


Figure 32-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

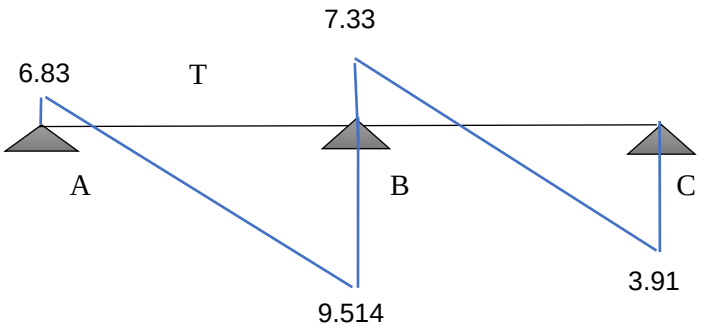


Figure 33-Diagramme des efforts tranchants

Type3 :

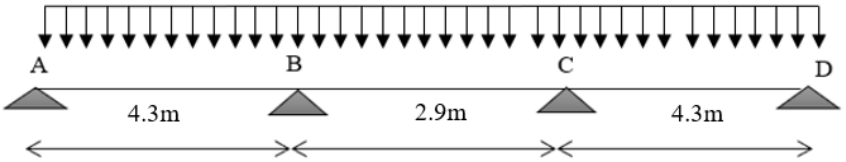
a.1 Plancher étage : Calcul des charges par mètre linéaire

G = 5.96 KN/m²

Q = 1,5 KN/m²

q = (1,35 G + 1,5 Q) x 0,60

q= 6.1776KN/ml à E.L.U.R



- **Partie AB :**

M_{0AB}= $ql^2/8$ =14.27 KN.m

- **Partie BC :**

M_{0BC} = $ql^2/8$ = 6.5 KN.m

- **Partie CD :**

M_{0CD} =$ql^2/8$ = 14.27 KN.m

- **les moments sur appuis sont :**

M_{Aap}=0 **M_{Bap}**=$\left(\frac{6.1776\times(4.3)^2+6.1776\times(2.9)^2}{8{,}5\left(1+\left(\frac{2.9}{4.3}\right)\right)}\right)$=11.7KN.m

M_{capp}=$\left(\frac{6.1776\times(2.9)^2+6.1776\times(4.3)^2}{8{,}5\left(1+\left(\frac{4.3}{2.9}\right)\right)}\right)$=7.9 KN.m **$M_{dapp}$**= 0

- **les moments en travée**

M_{t1}= M0AB $-\frac{(Mb+M_a)}{2}$ = 8.42KNm

M_{t2}= M0BC $-\frac{(Mc+Mb)}{2}$ =-3.3KNm

M_{t3}= M0CD $-\frac{(Md+Mc)}{2}$ =10.32KNm

- **Calcul de l'effort tranchant T :**
  - **L'effort tranchant est donné par :**

$$T_W = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

- **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4.3} = 10.56KN$$

$$T_e = -16KN$$

- **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{2.9} = 10.27KN$$

$$T_e = -7.64KN$$

- **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{4.3} = 15.12KN$$

$$T_e = -11.44KN$$

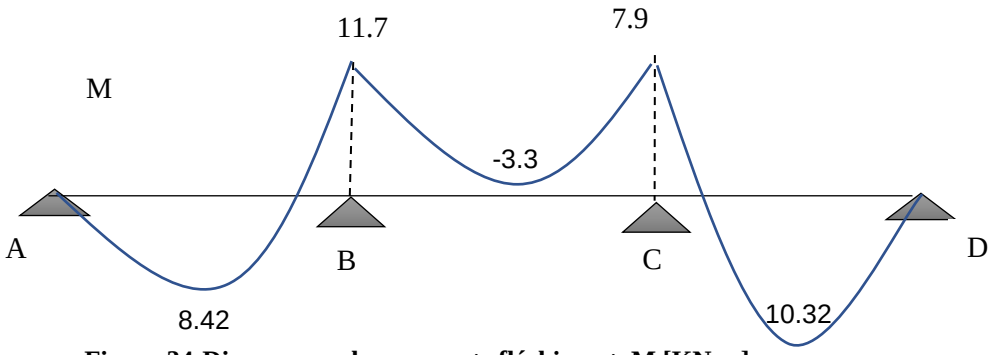


Figure 34-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

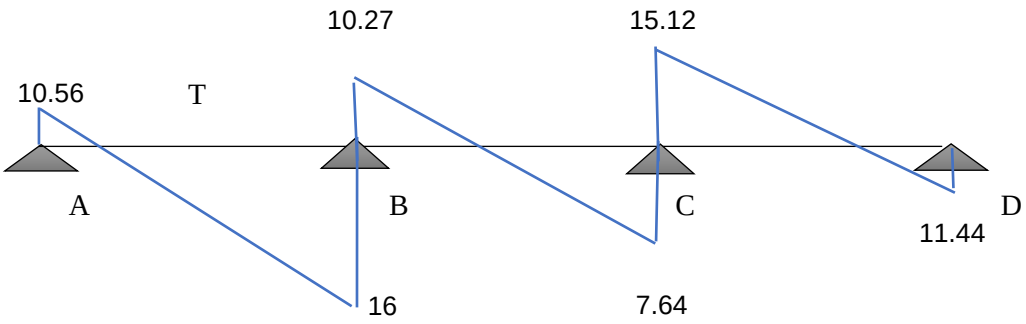


Figure 35-Diagramme des efforts tranchants

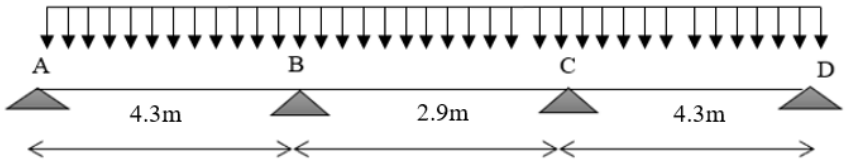
a.2 Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

G = 6.4 KN/m²

P = 1,00 KN/m²

q = (1,35 G + 1,5 Q) x 0,60

q= 6,084KN/ml à E.L.U.R



- **Partie AB :**

M_{0AB}= $ql^2/8$ =14.06 KN.m

- **Partie BC :**

M_{0BC} = $ql^2/8$ = 6.4 KN.m

- **Partie CD :**

M_{0CD} =$ql^2/8$ = 14.06 KN.m

les moments sur appuis sont :

$\mathbf{M_{Aap}}$=0 $\mathbf{M_{Bap}}$=$\left(\frac{6.084\times(4.3)^2+6.084\times(2.9)^2}{8{,}5\left(1+\left(\frac{2.9}{4.3}\right)\right)}\right)$=11.5KN.m

$\mathbf{M_{Capp}}$=$\left(\frac{6.084\times(2.9)^2+6.084\times(4.3)^2}{8{,}5\left(1+\left(\frac{4.3}{2.9}\right)\right)}\right)$=7.75 KN.m $\mathbf{M_{Dapp}}$= 0

les moments en travée

$\mathbf{M_{t1}}$= M0AB $-\frac{(Mb+M_a)}{2}$ = 8.31KNm

M_{t2}= M0BC $-\frac{(Mc+Mb)}{2}$ =-3.225 KNm

M_{t3}= M0CD $-\frac{(Md+Mc)}{2}$ =10.2KNm

- **Calcul de l'effort tranchant T :**
  - **L'effort tranchant est donné par :**

$$T_W = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

- **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4.3} = 10.42KN$$

$$T_e = -15.77KN$$

- **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{2.9} = 10.12KN$$

$$T_e = -7.52KN$$

- **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{4.3} = 14.9KN$$

$$T_e = -11.21KN$$

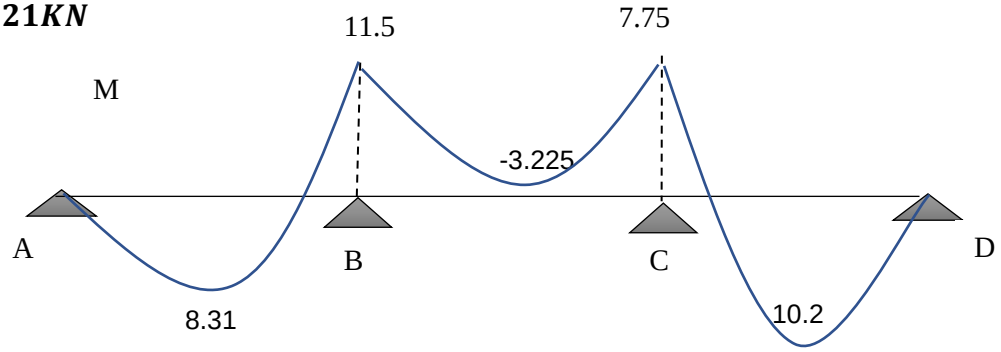


Figure 36-Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

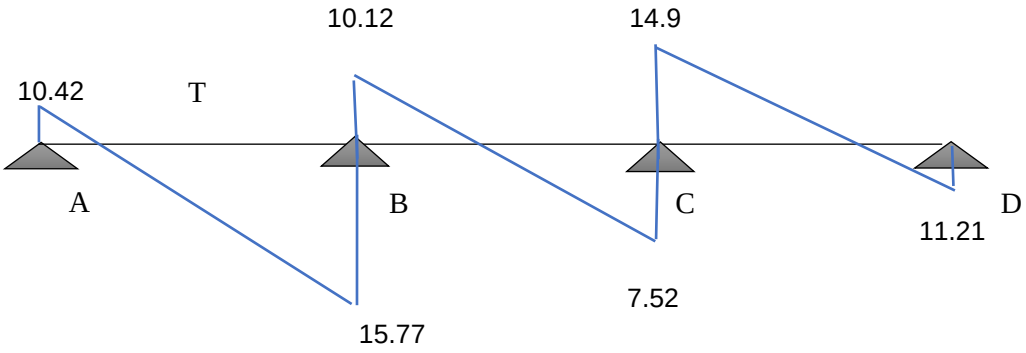


Figure 37-Diagramme des efforts tranchants

III.4.4-Calcul du ferraillage

III.4.4.1-E.L.U :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcules sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension$(b \times h)$.

En travée :

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Avec ; $\begin{cases} \boldsymbol{\gamma_b = 1,5} \\ \boldsymbol{\gamma_s = 1,15} \\ \boldsymbol{feE400} \\ \boldsymbol{fc28 = 25MPa} \\ \boldsymbol{ft28 = 2,1MPa} \\ \boldsymbol{\sigma_{bc} = 14,2MPa} \\ \boldsymbol{\sigma_s = 348MPa} \end{cases}$

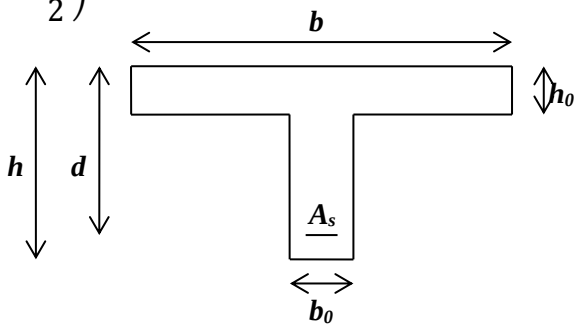


Figure 38-Dimensions des poutrelles

$\sigma_{bc} = 14{,}20\ MPa.$; $b = 60cm$; $h_0 = 4cm$; $d = 0{,}9h = 18cm$

$$M_{tab} = 14{,}20 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 54528\ N.m$$

$M_{tab} = 54528N.m > M_t^{max}$= 10320 N.m

M_t^{max}= M_{t3}= M0CD $- \frac{(Md+Mc)}{2}$ =10.32KNm ➔ (travée Type 3 , Plancher étage)

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (60 \times 20)\ cm^2$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10320}{60 \times (18)^2 \times 14{,}20} = 0.0373$< μl = 0.392 (acier FeE400)

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}0476$$

$$\beta = 1 - 0{,}40\alpha = 0{,}980$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ MPa.$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10320}{0{,}98 \times 18 \times 348} = 1.68 cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$Amin = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 60 * 18 * \left(\frac{2.1}{400}\right) = 1.30\ cm^2$$

$$A_{adoptée} = max(A_{cal}\ ;\ A_{min}) = 1.68 cm^2$$

Choix : 3T10 $\longrightarrow$ $A = 2.36\ cm^2$

En appui :

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$(b_0 \times h)$ = (12×20) cm^2.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):**

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11700}{12 \times (18)^2 \times 14{,}20} = 0.211 <$ μl = 0.392 (acier FeE400)

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}301$$

$$\beta = 1 - 0{,}40\alpha = 0{,}879$$

$$\beta = 0{,}879$$

$$A = \frac{11700}{0{,}879 \cdot 18 \cdot 348} = 2.12\ cm^2$$

- **Condition de non fragilité**

- $Amin = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 12 * 18 * \left(\frac{2.1}{400}\right) = 0.26\ cm^2$

$$A_{A_{adoptée}} = max(A_{cal}\ ;\ A_{min}) = 2.12 cm^2$$

Choix : 2T12 $\longrightarrow$ $A = 2{,}26\ cm^2$

III.4.4.2-Vérification à E.L.S

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernantσ_s.

$\begin{cases}\text{section rectangulaire}\\ \text{flexion simple}\\ \text{Acier Fe E400}\end{cases} \Rightarrow \quad \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$.

En travée :

$$\gamma = \frac{10320}{7487} = 1{,}378$$

$$\alpha = 0{,}0816 < \frac{1{,}378-1}{2}+\frac{25}{100} = 0.439$$

$$\alpha = 0{,}0816 < 0{,}44 \quad \rightarrow \quad c.v$$

En appui :

$$\gamma = \frac{11700}{11700} = 1$$

$$\alpha = 0{,}24 < 0{,}25 \quad \rightarrow \quad c.v$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

III.4.4.3-Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. **B.A.E.L 83(A.5.1.2.1.1)**

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \ min \ \left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\delta_b} \ ; \ 4 \ MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \ min \ \ (3{,}33 \ ; \ 4 \ MPa) = 3{,}33 \ MPa$$

$$\tau_u = \frac{Tmax}{b0 * d} = \frac{1600}{120 * 180} = 0{,}074 \ MPa$$

$$\tau_u = 0{,}074 \ MPa \leq \bar{\tau}_{ad} = 3{,}33 \ MPa \quad \rightarrow \quad c.v$$

III.4.4.4-Diamètre des armatures transversales

Le diamètre φ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\varphi_t \leq min\ \left(\frac{h}{35}\ ;\ \varphi_L\ ;\ \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

φ_L: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\varphi_t \leq\ min\ \ (0{,}571\ ;\ 1{,}2\ ;\ 1{,}2)$$

On prend $\varphi_t = 6\ mm$ avec une nuance d'acier FeE215

Choix : $2\varphi 6 \longrightarrow A_t = 0{,}57\ cm^2$

III.4.4.5-Calcul de l'espacement des armatures transversales

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t_1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3\ f_{t28}}{0{,}9\frac{f_e}{\gamma_s}\ (sin\ \ \alpha + cos\,\alpha)}$$

$f_{t28} =\ 0{,}6\ +\ 0{,}06\ f_{c28}\ = 2{,}1\ MPa.$

$$\alpha = 90°$$

Donc : $\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0{,}9 fe}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0{,}3\ f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 66\ cm$

$\delta_{t2} \leq min\ \ (0{,}9d\ ;\ 40\ cm)$

$$\delta_{t2} \leq min\ \ (16{,}2\ ;\ 40\ cm) \quad \Rightarrow \quad \delta_{t2} \leq 16{,}2\ cm$$

$\delta_{t3} \leq \frac{At \cdot fe}{b_0 \cdot\ sin\ \ \alpha \cdot\ 0{,}4}$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0{,}57 \cdot 215}{12 \times 0{,}4} \quad \Rightarrow \quad \delta_{t3} \leq 25{,}53\ cm$$

$$\delta_t \leq min\ \ (\delta_{t1},\ \delta_{t2},\ \delta_{t3}) \quad \Rightarrow \quad \delta_t \leq min\ \ \big((16{,}2);\ (25{,}53),\ (66)\big)$$

On prend : $\delta_t = 15\ cm$

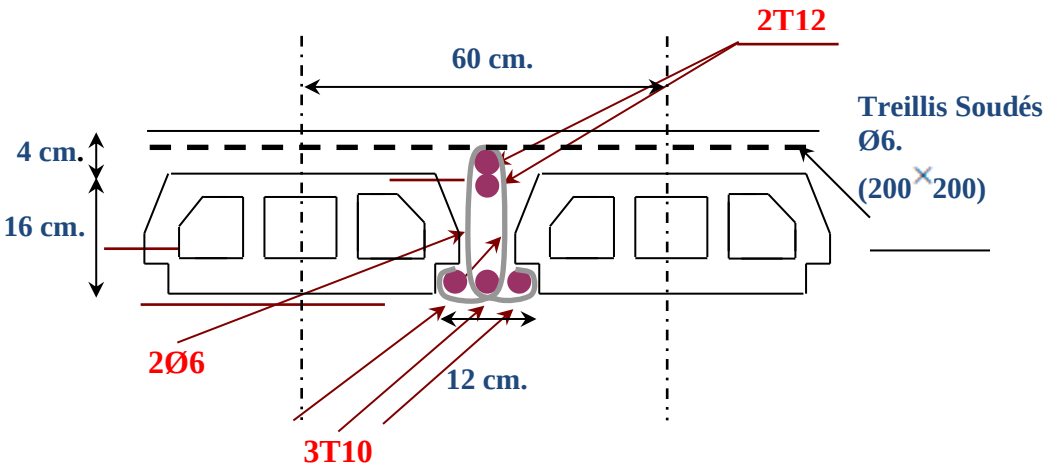


Figure 39-ferraillage de poutrelle

III.4.5-Calcul de la flèche

III.4.5.1-Vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

b) $\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{tservice}}{M_{aservice}}$

c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec : L: La portée de la travée entre nus d'appui.

h: La hauteur totale de la section droite.

d: La hauteur utile de la section droite.

b_0: La largeur de la nervure.

$M_{tservice}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{aservice}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

III.4.5.2-Vérification des conditions

a. $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0,0465 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \quad C.N.V$

b. $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0{,}0465 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{7487}{8460} = 0{,}88 \quad \rightarrow \quad C.N.V$

c. $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0{,}0109 \geq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \quad \rightarrow \quad C.N.V$

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

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale (P = G + charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a : $\begin{cases} G = 596 \ Kg/m^2 \\ P = 596 + 150 = 746 \ Kg/m^2 \\ J = 596 - 75 = 521 \, Kg/m^2 \end{cases}$

Pour $b = 0{,}60 \ m$ $\begin{cases} G = 5960 \times 0{,}60 = 3576 \ N/ml \\ P = 7460 \times 0{,}60 \ = 4476 \ N/ml \\ J = 5210 \times 0{,}60 = 3126 \ N/ml \end{cases}$

III.4.5.3-Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} M_G = 0{,}71 \cdot \dfrac{G \cdot L^2}{8} = 0{,}71 \cdot \dfrac{3576 \times (4{,}3)^2}{8} = 5868.17 \ N.m. \\ M_P = 0{,}71 \cdot \dfrac{P \cdot L^2}{8} = 0{,}71 \cdot \dfrac{4476 \times (4{,}3)^2}{8} = 7345.06 \ N.m. \\ M_J = 0{,}71 \cdot \dfrac{J \cdot L^2}{8} = 0{,}71 \cdot \dfrac{3126 \times (4{,}3)^2}{8} = 5129.72 N.m. \end{cases}$$

a) Module du modèle de déformation longitudinale :

$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164{,}19 \ MPa$

$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818{,}86 \ MPa$

b) Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i . y_i}{\sum A_i} = \frac{(b.h_0).(h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 . (h - h_0)/2] + \eta . A_s . c}{(b.h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta . A_s}$$

$$y_G = \frac{(60.4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4).12.(20 - 4)/2] + 15*2.36*3}{(60.4) + (20 - 4).12 + 15*2.36}$$

$$y_G = 12{,}75$$

c) Détermination du moment d'inertie :

$$\boldsymbol{I_g = \frac{b.y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2}$$

$$\boldsymbol{I_g = \frac{60.(12{,}75)^3}{3} - \frac{(60 - 12).(12{,}75 - 4)^3}{3} + \frac{12.(20 - 12{,}75)^3}{3} + 15.2.36.(18 - 12{,}75)^2}$$

$$\boldsymbol{I_g = 33234.7125 \ cm^4}$$

d) Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0{,}0109$$

D'après le B.A.E.L 83 : $\rho_1 = \rho \cdot 100 = 1{,}09 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}837$

III.4.6-Calcul des contraintes suivant les sollicitations

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5868.17}{2.36 \times 0{,}837 \times 18} = 165.04 MPa.$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7345.06}{2.36 \times 0{,}837 \times 18} = 206.6\ MPa$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5129.72}{2.36 \times 0{,}837 \times 18} = 144.3\ MPa$$

III.4.6.1-Calcul de $\boldsymbol{\mu_g}$, $\boldsymbol{\mu_p}$, $\boldsymbol{\mu_j}$ *:*

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1{,}75\ f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}}\right] = 1 - \left[\frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \times 0{,}0109 \times 165.04 + 2{,}1}\right] = 0{,}604$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{1{,}75\ f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}}\right] = 1 - \left[\frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \times 0{,}0109 \times 206.6 + 2{,}1}\right] = 0{,}669$$

$$\mu_J = 1 - \left[\frac{1{,}75\ f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}}\right] = 1 - \left[\frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \times 0{,}0109 \times 144.3 + 2{,}1}\right] = 0{,}562$$

III.4.6.2-Calcul des moments d'inertie fictifs

$$I_f = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{0{,}05 \cdot 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0{,}0109} = 3.7$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{0{,}02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + 3 * \frac{12}{60}\right) \times 0{,}0109} = 1{,}48$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{\left(1 + \lambda_i \cdot \mu_g\right)} = \frac{1{,}1 \cdot 33234.7125}{(1 + 3.7 \times 0{,}604)} = 11301.52\ cm^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{\left(1 + \lambda_v \cdot \mu_g\right)} = \frac{1{,}1 \cdot 33234.7125}{(1 + 1{,}48 \times 0{,}604)} = 19302.91\ cm^4$$

$$I_{f_i}^P = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1{,}1 \cdot 33234.7125}{(1 + 3.7 \times 0{,}669)} = 10519.43\ cm^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{\left(1 + \lambda_i \cdot \mu_J\right)} = \frac{1{,}1 \cdot 33234.7125}{(1 + 3.7 \times 0{,}562)} = 11871.85\ cm^4$$

III.4.7-Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{5868.17 \times (430)^2}{10 \times 32164{,}19 \times 11301.52} = 0{,}30\ cm$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{5868.17 \times (430)^2}{10 \times 10818{,}86 \times 19302.91} = 0{,}52\ cm$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{5129.72 \times (430)^2}{10 \times 32164{,}19 \times 11871.85} = 0{,}25\ cm$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{7345.06 \times (430)^2}{10 \times 32164{,}19 \times 10519.43} = 0{,}40\ cm$$

III.4.7.1-La flèche totale

$$\Delta f_t = \left(f_{g_v} - f_{J_i}\right) + \left(f_{P_i} - f_{g_i}\right) = (0{,}36 - 0{,}16) + (0{,}21 - 0{,}17)$$

$$\Delta f_t = 0{,}37\ cm$$

III.4.7.2-La flèche admissible

Pour $L = 430\ cm < 500\ cm$ $\Rightarrow$ $\Delta f_{max} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500}$ =0.86cm

Donc $\Delta f_t = 0{,}37\ cm < \Delta f_{max}$ $\longrightarrow$ condition vérifier

III.4.3- DALLE PLEINE

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On distingue 2 types :

Type 1 : dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 côtés de (0.5*4.23*2.25) m² (plus grand triangle)

Type2 : dalles pleines de forme L encastrées sur 2 côtés de (1.1*3.95 + 4.6*1.5) m²

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

Remarque : pour garder le charme architectural et au même temp facilité les calcule on peut calculer la dalle en L comme une dalle carre (4 *3.95) m²

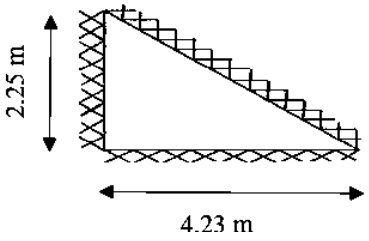


Figure 40 Dalles pleine triangulaire encastrée sur3 cotés

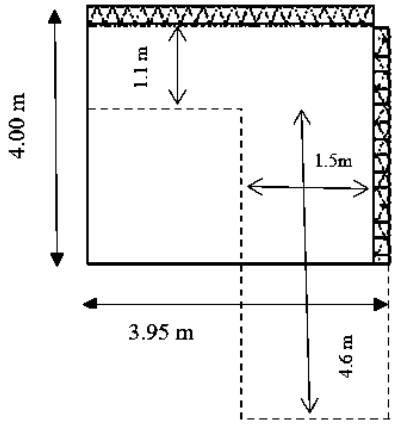


Figure 41 Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés

Prédimensionnement

Méthode du calcul

Définition :

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

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

La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, etelles sont supposées rester planes.

Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtourde la dalle.

Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection desaxes de rotation de ces régions.
L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de larégion rigide.
Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue enzigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifssont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Principe de calcul :

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

Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale
Text= *P. f* (cas d'une charge concentrée).
Text=$\iint q \times y \times ds = q \times S \times f$ (cas d'une charge répartie).
P : charge totale
S : Surface de répartition de la charge
f : flèche du centre de gravité de S.

Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de la rotation de la région rigide de rupture.
Tint = M. L .q.
M : Moment de flexion.
L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
q : Angle de rotation

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

(116.07-9.74 y).f = (6/y +0.375 y).M.f $\Rightarrow$ M = $\frac{116.07-9.74\ y}{\frac{6}{y}+0.375\ y}$

$\frac{dM}{dy}$ = (-7.4485y^3 - 47.45375y^2 + 58.44y) / y^2=0 et 0 < y ≤ 3.95 (m)

$\Rightarrow$ y=3.9439m $\Rightarrow$ M=9.3315 (KN.m)

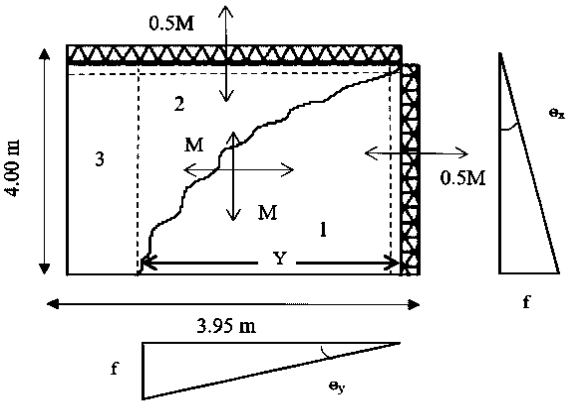


Figure 42- fissuration Dalles pleine carre encastrée sur2 cotés

Tableau 23 -Combinaisons des charges de la dalle pleine

	G (kN/m)	*Q (kN/m)*	*P (kN/m)*
ELU	6.91	3.5	*14.6*
ELS			*10.41*

Tableau 24 -travail externe dalle carre

Eléments	*Surface de chargement*	*Déplacement de CG*	*Travail externe*
1	2 . Y	F/3	9,73 . F. Y
2	2 . Y	F/3	9,73. F. Y
3	15,9 - 4. Y	F/2	(116,07-29,2 Y). F
		∑	**(116,07-9,74 Y). F**

Tableau 25- travail interne dalle carre

Éléments		*Moment de rupture M*	*Longueur L*	*Rotation θ*	*Travail interne = M.L.θ*
1	+	M	4	F/y	4. M. F/Y
	-	0,5M	4	F/y	2. M. F/Y
2	+	M	Y	F/4	0,25. M. F. Y
	-	0,5M	Y	F/4	0,125. M.F. Y
				∑	**(6/y +0,375 y). M. F**

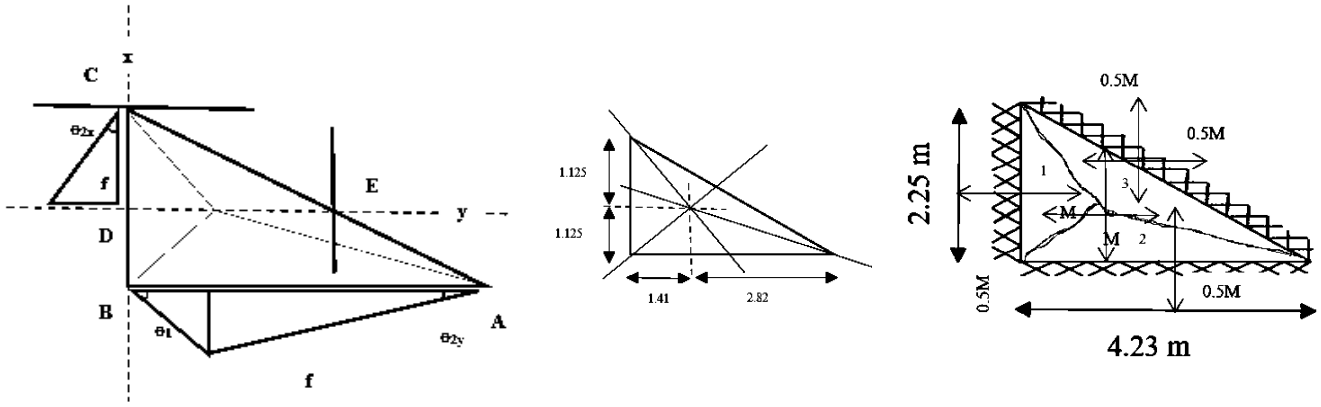


Figure 43- fissuration Dalles pleine triangulaire encastrée sur3 cotés

Tableau 26 travail externe dalle triangulaire

Eléments	*Surface de chargement*	*Déplacement de CG*	*Travail externe*
1	1,586	F/3	7,718. F
2	2,379	F/3	11,578. F
3	2,688	F/3	13,082. F
			∑ =32,3776. F

Tableau 27 travail interne dalle triangulaire

Moment de rupture M				**Longueur L**	**Rotation θ**	**Travail interne**
1			M	2,25	F/1,41	1,6. M. F
			0,5M	2,25	F/1,41	0,8. M. F
2			M	4,23	F/1,125	3,76. M. F
			0,5M	4,23	F/1,125	1,88. M. F
3	**X**	+	M	2,25	F/1,125	2. M. F
		-	0,5M	2,25	F/1,125	1. M. F
	Y_1	+	M	4,23	F/1,41	3. M. F
		-	0,5M	4,23	F/1,41	1,5. M. F
	Y_2	+	M	4,23	F/2,82	1,5. M. F
		-	0,5M	4,23	F/2,82	0,75. M. F
						∑ =17,79. M. F

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

32.3776*f = 17.73 *M*f $\Rightarrow$ M=1.82 (KN.m)

On remarque que le 1er cas est le plus défavorable donc on adopte :

Mu=9.3315 (KN.m) $\Rightarrow$ Mt=9.3315 (KN.m) , Ma=4.66575 (KN.m)

ELS:

M = $\frac{82.75-34.7\,y}{\frac{6}{y}+0.375\,y}$ $\Rightarrow$ Mser= 2.3831 (KN.m) $\Rightarrow$ Mt= 2.3831 (KN.m), Ma=1.19155 (KN.m)

Calcul du ferraillage :

Tableau 28 Paramètre de calcul

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

A l'ELU :

Tableau 29 Résultats de ferraillage à ELU

	M (KN.m)	***μ***	***ß***	***μ ≤ μl***	***A'(cm2)***	***A (cm2)***	***Amin (cm2)***	***A ≥Amin***
En travée	9.3315	0.0486	0.975	CV	0	5HA8 = 2.51	1.5	CV
En appuis	4.66575	0.0243	0.988	CV	0	3HA8 = 1.51	1.5	CV

Vérification A L'ELS :

On considère la fissuration est préjudiciable donc on doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$, $\overline{\sigma}_b = 15$ MPa ; $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$, $\overline{\sigma}_s = 201.63$ MPa

Tableau 30 Vérification des contraintes à l'ELS

		A (cm²)	*M ser (kN.m)*	*σ_b (MPa)*	*$\sigma_s = \sigma_s$' (MPa)*	*$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$*	*$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$*
En travée	**X**	2.51	2.3831	2.10	19.50	CV	*CV*
	Y	2.51	2.3831	1.60	14.90	CV	*CV*
En appuis	**X**	1.51	1.19155	1.30	13.00	CV	*CV*
	Y	*1.51*	*1.19155*	*1.30*	*13.00*	*CV*	*CV*

Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{4}$ = 25cm ≤ Min (3h= 45cm; 33cm) = 33cm …….... **CV**

$S_a = \frac{100}{4}$ = 25cm ≤ Min (4h= 60 cm ; 45cm) = 45cm ……...……. **CV**

III.5.8 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant Lx : $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\, x\, 25}{1.5} = 1.17$MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\, L_y + L_x} = 11.9$ KN $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} = \frac{11.9\, x\, 10^3}{1000 * 125} = 0.0952$

$\tau_{ux} = 0.0952$MPa ≤ $\overline{\tau_u} = 1.17$MPa …….……. **CV**

Suivant Ly : $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\, L_y} = 19.46$ KN $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} = \frac{19.466\, x 10^3}{1000 * 115} = 0.169$

$\tau_{ux} = 0.169$ MPa ≤ $\overline{\tau_u} = 1.17$MPa …….……. **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{4} = 0.0375 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{\mathbf{9.3315}}{20 \times 10.471} = 0.044537$ ……..…. **CNV**

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{4.52}{100 \times 12.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$……..…. **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{4.52}{100 \times 11.5} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$……..…. **CV**

Commentaire :

Puisqu'il y'a une condition n'est pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche $\mathbf{\Delta f \leq \bar{f}}$

Avec : $F_{\text{limite}} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8$

Tableau 31 Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	***M_{ser} (kN. m)***	***ρ (%)***	***σ_s (MPa)***	***M***	***y (cm)***	***I_0 (cm^4)***
4.52	2.38	0,0027	141,0	0	7,60	*2,818 x 10^8*
l_{fi} (cm^4)	**l_{fv} (cm^4)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**F ̄ mm)**	***Δf ≤ $\bar{f}$***
3,1 x 10^8	*3,1 x 10^8*	*0 ,27*	*0,82*	*0,55*	*4,3*	*CV*

Conclusion : La flèche est vérifiée

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1-Introduction

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

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

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

IV.2-Caractéristiques géométriques de la structure :

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

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

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 (G) 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

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

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

IV.2.2-Centre de torsion :

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

$$\mathbf{X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}}} \quad ; \quad \mathbf{Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}}$$

Avec :

- $\mathbf{I_x}$ **et** $\mathbf{I_y}$ **:** Les inerties suivants les axes **x** et **y** respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile) ;
- $\mathbf{X_i}$ **et** $\mathbf{Y_i}$ **:** Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi ;
- $\mathbf{X_T}$ **et** $\mathbf{Y_T}$ **:** Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$; $I_y = \frac{h\,b^3}{12}$
  - Pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L\,e^3}{12}$; $I_y = \frac{e\,L^3}{12}$

IV.2.3-DISPOSITION DES VOILES :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles). Notre structure à un dépôt de stockage au niveau du sous-sol.

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- ✓ Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions.
- ✓ Minimiser l'excentricité entre le Centre Masse et le Centre de Rigidité
- ✓ Assurer la continuité des voiles verticalement.
- ✓ La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- ✓ Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- ✓ Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- ✓ Assurer une ductilité suffisante.
- ✓ La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses Sismiques majeures

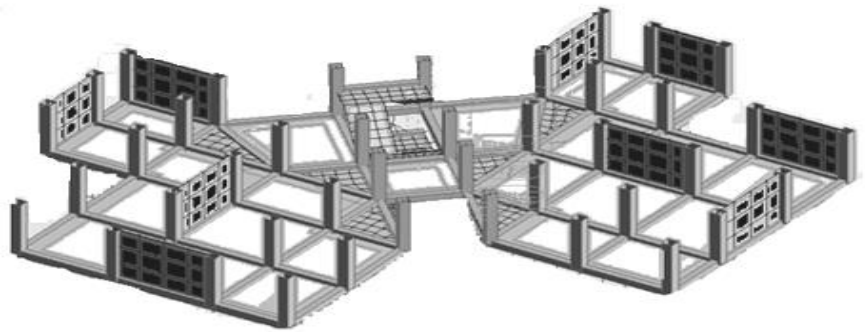


Figure 44 Disposition des voiles

Remarque : Après plusieurs dispositions des voiles on a choisi la meilleure disposition

IV.2.4-Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau 32 centre de masse et centre d'inertie

Diaphragm	*Niveau*	*Masse et Centre de masse*			*Inertie et Centre d'inertie*	
		W_i	X_G	Y_G	X_T	Y_G
Sous-sol	*3.06*	*610535.48*	*13.37*	*12.67*	*14.94*	*12.101*
RDC	*6.12*	*517439.44*	*13.24*	*13.04*	*14.37*	*13.84*
1er étage	*9.18*	*485396.74*	*13.20*	*12.95*	*14.38*	*13.25*
2eme étage	*12.24*	*504623.48*	*13.24*	*13.05*	*14.38*	*13.25*
3eme étage	*15.3*	*541103.66*	*13.24*	*13.04*	*14.38*	*13.25*
4eme étage	*18.36*	*504623.48*	*13.24*	*13.05*	*14.38*	*13.25*
5eme étage	*21.42*	*287649.39*	*13.12*	*13.36*	*14.40*	*13.40*

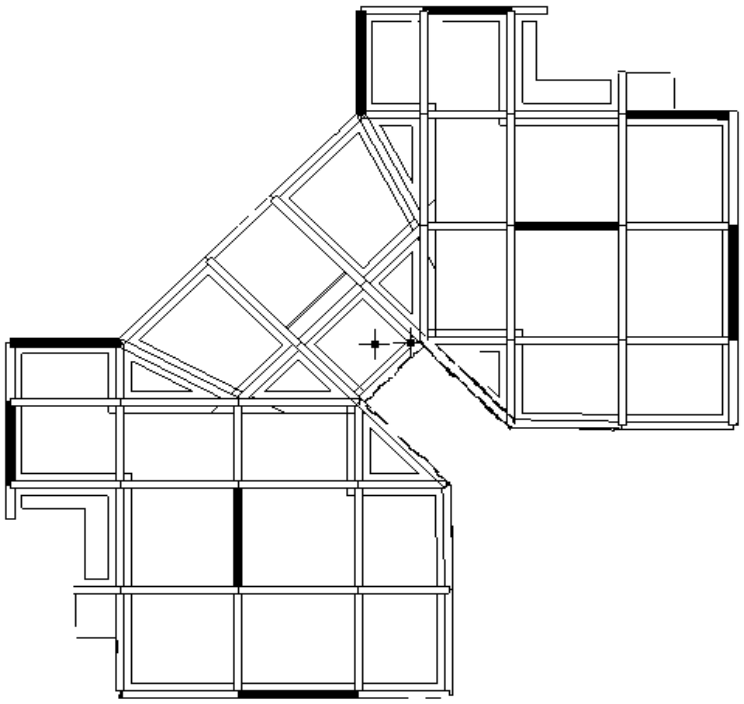


Figure 45 La position du centre de masse et centre de torsion avec voile

IV.3-CALCUL D'EXCENTRICITE :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité desmasses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

IV.3.1-Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 26.15 m

-Largeur du bâtiment = 26.15 m

-Hauteur d'étage =3.06 m

IV.3.2-Excentricité admissible :

- Excentricité suivant Lx = 5%. Lx = 1.30 m

-Excentricité suivant Ly = 5%. Ly = 1.30 m

IV.3.3-Excentricité théorique (statique) :

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

$$e_X = | X_T - X_G | \quad , \quad e_Y = | Y_T - Y_G |$$

IV.3.4-Excentricité totale :

Tableau 33 Calcul de l'excentricité totale.

Excentricité

Diaphragm	**Niveau (m)**	**EX = $\lvert X_T - X_G \rvert$ (m)**	**EY = $\lvert Y_T - Y_G \rvert$ (m)**	***Obs***
Sous-sol	3.06	0.75	0.57	*Vérifiée*
RDC	6.12	1.13	0.80	*Vérifiée*
1er étage	9.18	1.18	0.30	*Vérifiée*
2eme étage	12.24	1.14	0.21	*Vérifiée*
3eme étage	15.3	1.14	0.22	*Vérifiée*
4eme étage	18.36	1.14	0.21	*Vérifiée*
5eme étage	*21.42*	*1.28*	*0.4*	*Vérifiée*

IV.4-CALCUL DYNAMIQUE DU BATIMENT

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Le bâtiment étudie présente une configuration irrégulière et dépasse (17m) situé

En **zone II_b** d'usage **habitation.** Selon **RPA 99 version 2003 [ART 4.1.2].**
La méthode statique équivalente n'est pas applicable utilise donc en
utilise la Méthode dynamique modale spectrale.

IV.4.1-La Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.1.1-Principe :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier,dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.
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.4.2-Modélisation :

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical). Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "ROBOT ANALYSIS 2014 "

IV.4.3-Le spectre de réponse de calcul :

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

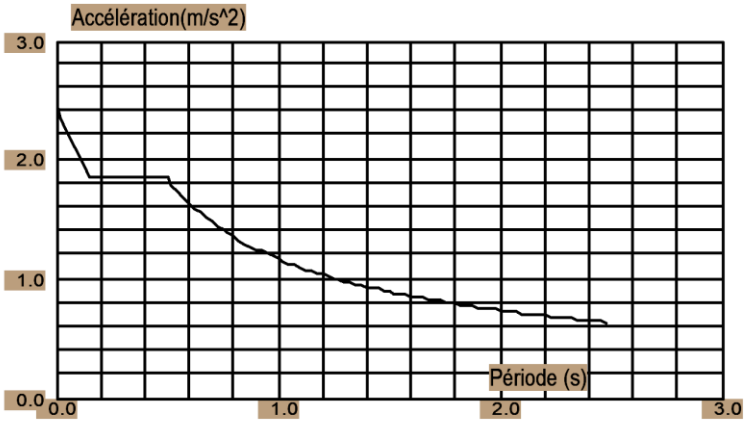


Figure 46 spectre de réponse X et Y

Coefficient d'accélération A :

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIb,

Groupe d'usage 2) A = 0,2

Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \; ; \; \xi = 7\ \%$$

Avec : remplissage dense → η = 0,882

Coefficient de comportement R :

- **Le choix de Coefficient de comportement R :**

Tableau 34 Coefficient de comportement R

Cas	*Description du système de contreventement*	*Valeur de R*
2	*Voiles porteurs*	*3.5*

Donc : Système de contreventement : **R=3.5**

Justification du coefficient de comportement R :

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Tableau 35 les efforts revenant aux voiles

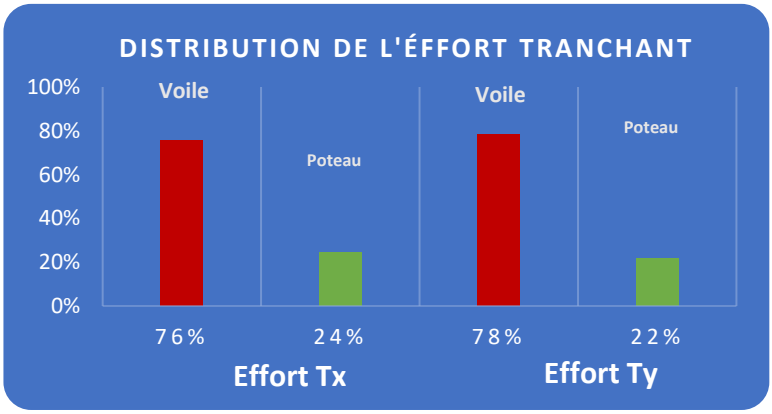
Voiles de contreventement

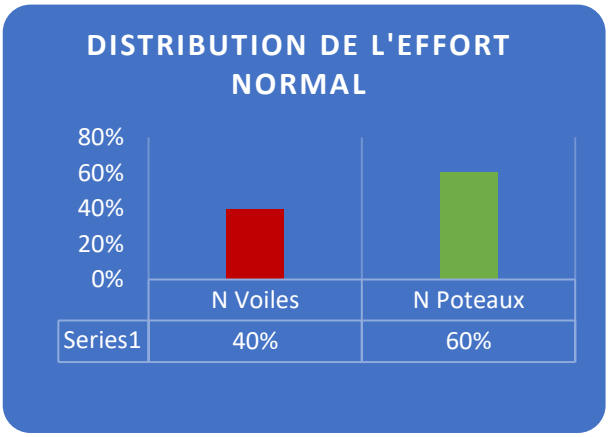
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	**Ty**	**N**
E-Sol	3981,64	3989,35	-19865,84
RDC	2932,02	2782,77	-9136,98
1 ère	3179,78	3102,79	-8465,49
2 eme	2654,73	2567,81	-6862,08
3 eme	2031,84	1945,65	-5032,23
4 eme	1228,99	1155,44	-3070,5
5 eme	57,38	-45,07	-1142,83

Tableau 36 les efforts revenant aux poteaux

Poteaux

	Effort trenchant		Effort normal
	Tx	**Ty**	**N**
E-Sol	183,61	126,21	-16930,16
RDC	1171,79	1284,43	-20897,22
1 ère	663,29	712,08	-16056,57
2 eme	783,19	848,31	-12415,79
3 eme	808,35	872,33	-8812,92
4 eme	750,59	799,33	-4984,19
5 eme	781,09	871,59	-1477,11





Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères dequalité sont satisfaits ou non : Q= 1 + $\sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 37 Facteur de qualité Q

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

En récapitulant les résultats on trouve :

≡ Q_x = 1 + 0.05*4 = 1.2

≡ Q_y = 1 + 0.05*4 = 1.2

b) *Périodes caractéristiques :* → *Site S3*

≡ T_1 = 0.15 s

≡ T_2 = 0.5 s

IV.5-Résultats des vérifications de la structure :

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

Analyse modale :

- ✓ Comportement modale
- ✓ Participation massique

Stabilité de la structure :

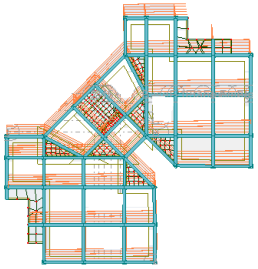
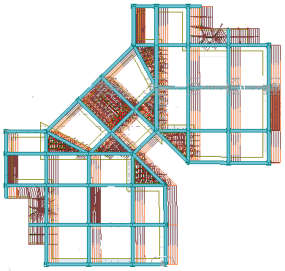
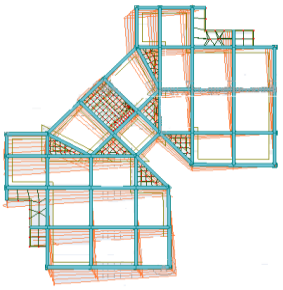
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la Force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements (inter étage).
- Vérification vis à vis de l'effet **P-Δ**.

Résistance des éléments :

- Vérification du cisaillement des éléments.
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.5.1-Vérification de comportement modal :

Tableau 38 verifications comportment

Modes	**1er mode**	**2éme mode**	**3éme mode**
Comportment	**Translation suivante L'axe Y**	**Translation suivante L'axe X**	**Rotation autour de L'axe Z**
Période (s)	**0.41**	**0.38**	**0.31**
Image			

IV.5.2-Vérification de participation massique :

Tableau 39 Participation massique

Mode	*Période*	*Ux (%)*	*Uy (%)*	*Cumulée Ux (%)*	*Cumulée Uy (%)*
1	**0.41**	0.00	60.87	0.00	60.87
2	**0.38**	61.37	0.00	61.38	60.88
3	**0.31**	0.05	0.66	61.42	61.54
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
9	0.04	0.00	0.00	85.10	84.20
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
69	0.02	0.02	0.52	**90.82**	**90.25**

Commentaire :

- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 42 ème mode suivant l'axe (X).
- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 69 ème mode suivant l'axe (Y).
- Le Nombre des modes retenus = 69 modes.
- Le Temps des modes retenus = 3.24 s.

Selon RPA version 2003 [Art 4.3.4-b] ;

Le nombre minimal des modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K

N =7 donc : $K \geq 3\sqrt{6} = 7.34$ on prend : K=8

$T_K = 0.04 \leq 0.20$ sec … C.V

IV.5.3-Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Ed obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthodestatique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formuleempirique appropriée (RPA99 version 2003 **[Art 4.2.6]**).

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V_s} \geq 80\%$

Calcul de la force sismique totale : [Art 4.2.3]

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

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \quad ; \quad V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W$$

Tableau 40 Calcul de la force sismique totale.

A : coefficient d'accélération De zone	A = 0,2	**[TAB.4.1 RPA99V2003]**
D: facteur d'amplification dynamique	$D_x = D_y = 2.5\eta = 2.205$	**[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]**
η: facteur de correction D'amortissement	η = 0,882	**[TAB.4.2 RPA99V2003]**
T: période fondamentale	Tx=0.38 Ty=0.41	**[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003] [Art 4.2.4 (4.7) RPA99v 2003]**
R : coefficient de comportement Global	R = 3.5	**[Tab 4.3 RPA99v2003]**
Q: facteur de qualité	Qx=1.2 Qy=1.2	**[Tab.4.4 RPA99V2003]**
Poids de la structure	W=34517.87 KN $\beta_1 = 0.2$	**[Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003] [Tableau 4.5 RPA99v2003]**

Tableau 41 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Charge statique (KN)	*Charge dynamique (KN)*	*Ed/V*	*Obs*
Suivant x	4165.81	5207.26	0.80	***Vérifiée***
Suivant y	*4165.81*	*5207.26*	*0.80*	***Vérifiée***

IV.5.4-Vérification de la stabilité au renversement :

Moment de renversement : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$, $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Moment de stabilité : $Mt_x = X_G \times Wi$, $Mt_y = Y_G \times Wi$

Tableau 42 Calcul du moment de renversement/stabilisant dans sens X

Etage	V_X *(KN)*	*H (m)*	F_X	*W (KN)*	X_G *(m)*	M_R *(KN)*	M_S *(KN)*	*Vérification*
S-Sol	3926,78	3,06	19,96			61,078		OK
RDC	3906,82	6,12	149,04			912,125		OK
1er	3757,78	9,18	340,11			3122,210		OK
2eme	3417,67	12,24	605,74	3451786.7	13.025	7414,258	449595,21247	OK
3eme	2811,93	15,3	941,61			14406,633		OK
4eme	1870,32	18,36	1149,06			21096,742		OK
5eme	721,26	21,42	721,26			15449,389		OK

Tableau 43 Calcul du moment de renversement/stabilisant dans sens Y

Etage	V_Y *(KN)*	*H (m)*	F_Y	*W (KN)*	Y_G *(m)*	M_R *(KN)*	M_S *(KN)*	*Vérification*
S-Sol	3903,24	3,06	17			52,020		OK
RDC	3886,24	6,12	148,64			909,677		OK
1er	3737,6	9,18	341,04			3130,747		OK
2eme	3396,56	12,24	606,21	3451786.7	13.025	7420,010	449595,21247	OK
3eme	2790,35	15,3	938,68			14361,804		OK
4eme	1851,67	18,36	1140,8			20945,088		OK
5eme	710,87	21,42	710,87			15226,835		OK

Commentaire : La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.5.5-Vérification des déplacements inter-étages :

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

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

Avec :

$\boldsymbol{\delta_{ek}}$: 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 :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **[Art 5.10]**

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser : Δ_k adm = $0.01h_e$

h_e : La hauteur de l'étage K.

On va vérifier :$(\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}) \leq 0.01h_e$.

Suivant X :

Tableau 44 Déplacement et déformation intre-etage sous Vx

Niveau(m)	*h étage(m)*	*Δ_K(cm)*	*δ inter-étage(cm)*	*Δ_K adm (cm)*	*Vérification*
S-Sol	3.06	0.049	0.049	3.06	*vérifier*
RDC	3.06	0,346	0.395	3.06	*vérifier*
1er	3.06	0,529	0.875	3.06	*vérifier*
2eme	3.06	0,641	1.17	3.06	*vérifier*
3eme	3.06	0,684	1.325	3.06	*vérifier*
4eme	3.06	0,676	1.36	3.06	*vérifier*
5eme	*3.06*	*0,64*	*1.316*	*3.06*	*vérifier*

Suivant Y :

Tableau 45 déplacement et déformation intre-etage sous Vy

Niveau(m)	*h etage(m)*	Δ_K*(cm)*	δ *inter- etage(cm)*	Δ_K *adm (cm)*	*Vérification*
S-Sol	3.06	0,049	0.049	3.06	*vérifier*
RDC	3.06	0,406	0.455	3.06	*vérifier*
1er	3.06	0,615	1.021	3.06	*vérifier*
2eme	3.06	0,737	1.352	3.06	*vérifier*
3eme	3.06	0,78	1.517	3.06	*vérifier*
4eme	3.06	0,763	1.543	3.06	*vérifier*
5eme	*3.06*	*0,711*	*1.474*	*3.06*	*vérifier*

Commentaire :

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étageset dans les deux directions X et Y.

IV.5.6-Vérification de cisaillement des éléments :

❖ **Les poutres :**

On doit vérifier : $\boldsymbol{\tau_{MAX} \leq \bar{\tau}}$

- $\bar{\tau} = \frac{0.2 * fc28}{\Upsilon b}$ Fissuration Peu nuisible
- $\bar{\tau} = \frac{0.15 * fc28}{\Upsilon b}$ Fissuration préjudiciable
- $\tau = \frac{Vu}{b.d}$

Tableau 46 Vérification de cisaillement des poutres.

Section	*b(cm)*	*h(cm)*	*T(kN)*	*Comb*	*Ɣb*	*T(mpa)*	τ_{adm}*(mpa)*	*Obs*
PP 30*40	30	40	261.38	*G+Q+Vy*	1.15	2.42	4.35	*Vérifier*
PS 30*35	*30*	*35*	*199.21*	*G+Q+Vx*	*1.15*	*2.1*	*4.35*	*Vérifier*

Commentaire : Il n'y a pas de risque de cisaillement dans tous les éléments résistants.

❖ **Les voile :**

On doit vérifier cisaillement des voiles :

$$r = \frac{V}{b.d}$$

- V=1.4*Vu calculé.
- $\bar{r} = 0.2 f c_{28}$

Tableau 47 vérifications de cisaillement des voiles. Sens X

Direction	*Voile*	*b*	*L*	$\lvert V_u \rvert$	*Comb*	τ *(MPa)*	$\bar{\tau}$*(MPa)*	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	***Mur soutènement Périphérique***	20	395	-330.96	$G + Q$ - Vx	0.65	5	*Vérifiée*
	1	20	395	-124.72	$G + Q$ + Vx	0.24	5	*Vérifiée*
	2	20	435	-109.76	$0.8G$ + vx	0.19	5	*Vérifiée*
	3	20	315	-84.49	$G + Q$ + Vx	0.20	5	*Vérifiée*
	4	20	400	-85.15	$G + Q$ + Vx	0.16	5	*Vérifiée*
	5	20	400	186.28	$G + Q$ - V_x	0.36	5	*Vérifiée*

Tableau 48 vérifications de cisaillement des voiles sens Y

Direction	*Voile*	*b*	*L*	$\|V_u\|$	*Comb*	τ (*MPa*)	$\bar{\tau}$(*MPa*)	$\tau \leq \bar{\tau}$
SuivantY	***Mur Soutènement Périphérique***	*20*	400	-320.34	$G + Q + V_y$	*0.62*	*5*	***Vérifiée***
	A	*20*	*435*	*-135.93*	$G + Q - V_y$	*0.24*	*5*	***Vérifiée***
	B	*20*	400	134.41	$G + Q + Vy$	0.26	*5*	***Vérifiée***
	C	*20*	395	-125.81	$G + Q - Vy$	0.24	*5*	***Vérifiée***
	D	*20*	*315*	*-102.81*	$G + Q - Vy$	*0.25*	*5*	***Vérifiée***

Commentaire : Il n'y a pas de risque de cisaillement dans tous les voiles.

IV.5.7-Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$

Avec :

- $\mathbf{P_k}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- $\mathbf{V_k}$: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\mathbf{\Delta_k}$: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $\mathbf{h_k}$: 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 49 Vérification l'effet P-Δ suivant X,Y

niveau	w_i	Δk_x	Vk_x	θk_x	Δk_y	Vk_y	θk_y	h_i	obs
1ere	33850,46	0,049	3926,79	0,0013	0,049	3903,24	0,00139	3,06	verifiee
2eme	27573,91	0,346	3906,82	0,0079	0,406	3886,24	0,00941	3,06	verifiee
3eme	22545,14	0,529	3757,78	0,0103	0,615	3737,6	0,01212	3,06	verifiee
4eme	17779,48	0,641	3417,67	0,0109	0,737	3396,56	0,01261	3,06	verifiee
5eme	12834,99	0,684	2811,93	0,0102	0,78	2790,35	0,01172	3,06	verifiee
6eme	7532,75	0,676	1870,32	0,0089	0,763	1851,67	0,01014	3,06	verifiee
7eme	2575,51	0,64	721,26	0,0074	0,711	710,87	0,00842	3,06	verifiee

Conclusion :

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis De l'effet **P-Δ.**

IV.5.7- Vérification de l'effort normal réduit à la base :

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport **: [Art 7.1.3.3]**

$$\boldsymbol{\upsilon = \frac{N_d}{B_c \chi f_{c28}} \leq 0.3}$$

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau 50 Vérification de l'effort normal réduit à la base

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(N)$	$B_c(mm^2)$	*combination*	υ	$\upsilon \leq 0.3$
POT 45*45	45	45	1527890	202500	1.35G+1.5Q	0,30	Oui
POT 40*40	40	40	1141400	160000	1.35G+1.5Q	0,285	Oui

Conclusion :

- La structure est stable.
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

Conclusion

On adopte les dimensions finales suivantes :

- Poteaux SS, RDC : **45×45cm² ;**
- Poteaux 1er, 2èmes, 3 ème, 4ème, 5 ème : **40×40 cm² ;**

- Poutres principales (PP) : **30x40cm² ;**
- Poutres secondaires (PS) : **30x35 cm² ;**
- Poutres palières : **30x35 cm²**

- Epaisseur des voiles (V) : **a = 20 cm ;**
- Epaisseur des dalles plaines (DP) : **a = 15 cm**.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1-Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

Les combinaisons des charges

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

Combinaisons exigées par le CBA93

* E.L.U : 1,35 G + 1,5 Q * E.L.S : G + Q

Combinaisons exigées par le RPA99 (Version 2003)

* 0,8 G ± E * G + Q ± E

G : charge permanente. Ferraillage des éléments résistantsQ : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

Recommandation des règlements

Selon les règlements en vigueur, le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute lalongueur de la poutre est donné par :

[Art 7.5.2.1] - RPA99 (Version 2003)

- $0{,}5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ (zone courante).
- $0{,}5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement).

- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone IIb).
- ❖ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieuresdoivent être coudées à 90 %.
- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section. **[Art 7.5.2.1] -** RPA99 (Version 2003)

- A_s^{min} = 0.5% (b x h) = 0.005x (30x40) = **6cm²**
- A_s^{min}= 0.5% (b x h) = 0.005x (30x35) = **5.25 cm²**

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

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

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **Poutre de section (30x40) :**

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courant \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04\ \text{x}(30\ \text{x}\ 40) = 48cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06\ \text{x}(30\ \text{x}\ 40) = 72cm^2 \end{cases}$$

- **Poutre de section (30x35) :**

$$\begin{cases} 4\%\ en\ zone\ courant \\ 6\%\ en\ zone\ nodale \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_S^{max} = 0.04\ \text{x}(30\ \text{x}\ 35) = 42cm^2 \\ A_S^{max} = 0.06\ \text{x}(30\ \text{x}\ 35) = 63cm^2 \end{cases}$$

V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

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

Tableau 51- Ferraillage longitudinal des poutres

Les poutres	*Position*	*Mu (KN.m)*	*Combinaison*	A_{calcul} *(cm^2)*	$A_{choisie}$ *(cm^2)*
PP (30x40)	**Travée**	78.7	0.8G - V_X	5.5	**3HA14+2chHA12 = 6.88**
	Appui	-116.73	G + Q + Vy	8.5	**3HA14+3chHA14 = 9.24**
PP (terrasse) (30x40)	Travée	66.18	0.8G - V_X	4.6	3HA14 = 4.62
	Appui	-81.76	G + Q + Vy	5.8	3HA14+2chHA12 = 6.88
PS (30x35)	**Travée**	73.76	G + Q - Vx	6.1	**3HA14+3chHA14 = 9.24**
	Appui	-104.89	G + Q - Vy	9	**3HA14+3chHA14 = 9.24**
PS (terrasse) (30x35)	Travée	59.33	G + Q - Vx	4.8	3HA14+2chHA12 = 6.88
	Appui	-66.72	G + Q - Vy	5.5	3HA14+2chHA12 = 6.88

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

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ A_{min} CBA = A*B*0,001
- A Travée ≥ $A_{min\ RPA}$ et A Travée ≤ $A_{max\ RPA}$
- A appui ≥ $A_{min\ RPA}$ et A appui ≤ $A_{max\ RPA}$

Tableau 52 -Vérification des poutres selon CBA93

Poutres	*A_{tendu} (cm2)*	*Amin CBA (cm2)*	*Vérification*
PP (30x40)	6.88	1.2	OK
PP (terrasse) (30x40)	4.62	1.2	OK
PS (30x35)	6.19	1.05	OK
PS (terrasse) (30x35)	6.03	1.05	OK

Tableau 53 -Vérification des poutres selon RPA2003

Poutres	*A (cm2)*	*Amin RPA (cm2)*	*Vérification*
PP (30x40)	16.12	6	OK
PP (terrasse) (30x40)	10.81	6	OK
PS (30x35)	16.12	5.25	OK
PS (terrasse) (30x35)	12.06	5.25	OK

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau 54- Vérification des contraintes à l'ELS

Poutres	*Position*	M_{ser} *(KN.m)*	σ_s *(MPa)*	$\sigma_s{}'$ *(MPa)*	σ_b *(MPa)*	$\overline{\sigma_b}$ *(MPa)*	$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*	*Les vérification*
PP (30x40)	**Travée**	28.71	56.4	0	3.4	15	201.63	Oui
	Appui	-62.95	123.9	0	7.5			Oui
PP (terr) (30x40)	**Travée**	20.25	57.9	0	2.7			Oui
	Appui	-33.5	95.9	0	4.5			Oui
PS (30x35)	**Travée**	24.37	55.8	0	3.7			Oui
	Appui	-47.14	107.9	0	7.2			Oui
PS (terr) (30x35)	**Travée**	15.26	45.8	0	2.5			Oui
	Appui	-32.22	96.5	0	5.3			Oui

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

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 .d}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 55 -Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

POUTRES	*VU (KN)*	*COMBINAISON*	τu *(MPA)*	$\bar{\tau}_U$ *(MPA)*	$\tau u \leq \bar{\tau}_U$
PP (30X40)	*264.49*	*G + Q + VY*	*2.44*	*4.35*	*OUI*
PP (TERRASSE) (30X40)	*72.97338*	*G + Q + VY*	*0.675*	*4.35*	*OUI*
PS (30X35)	*201.5989*	*G + Q - VX*	*2.13*	*4.35*	*OUI*
PS (TERRASSE) (30X35)	*54.99178*	*G + Q - VY*	*0.581*	*4.35*	*OUI*

V.2.6. Calcul des armatures transversales

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

ϕt=8mm

St zn ≤ min (10 ;12ϕ)= 9cm

St zc ≤$\frac{h}{2}$ = $\frac{35}{2}$ = 17.5

Tableau 56 -Calcul des armatures transversales et leur espacement

Poutres	*Vu (KN)*	*τu (MPa)*	*S adoptée*		*At choisie (cm2)*
			St (Zone nodale)	**St (Zone courante)**	
PP (30x40)	264.49	2.44	9	15	**4HA8 = 2.01**
PP (terrasse) (30x40)	72.97338	0.675	9	15	**4HA8 = 2.01**
PS (30x35)	201.5989	2.13	9	15	**4HA8 = 2.01**
PS (terrasse) (30x35)	54.99178	0.581	9	15	**4HA8 = 2.01**

V.2.7. Vérification de la flèche :

Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ avec : Mt = k.M0 (0,75 ≤ k ≤ 0,85) où k = 0,75
3. $\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau 57 -Vérification de la flèche des poutres

Section	*1ere condition*			*2eme condition*			*3eme condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP (30x40)	0.094	0.063	Vérifiée	0.094	0.075	Vérifiée	0.0054	0.0105	Vérifiée
PP (terr) (30x40)	0.092	0.063	Vérifiée	0.092	0.075	Vérifiée	0.0036	0.0105	Vérifiée
PS (30x35)	0.087	0.063	Vérifiée	0.087	0.075	Vérifiée	0.0065	0.0105	Vérifiée
PS (terr) (30x35)	0.087	0.063	Vérifiée	0.087	0.075	Vérifiée	0.0063	0.0105	Vérifiée

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

V.2.8. Schémas des armatures des poutres :

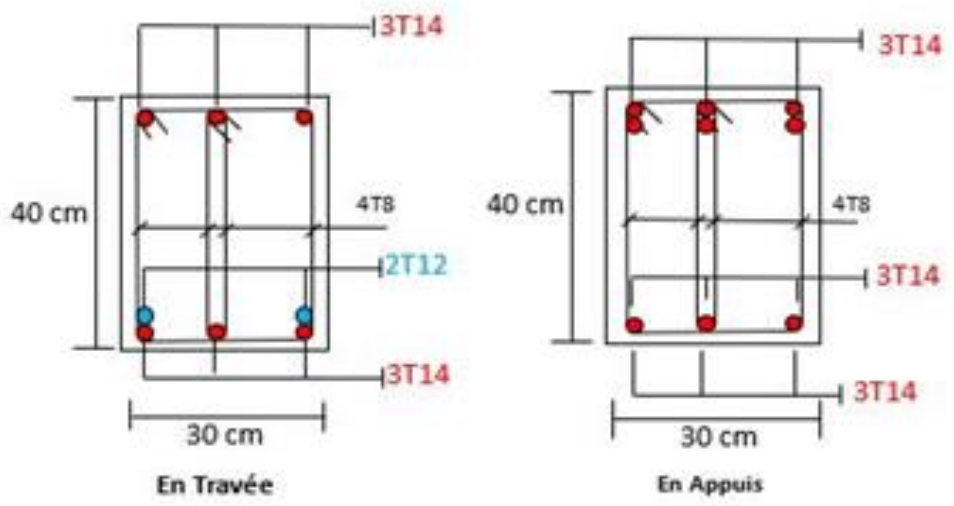


Figure 47 -Schéma de ferraillage de la poutre principale

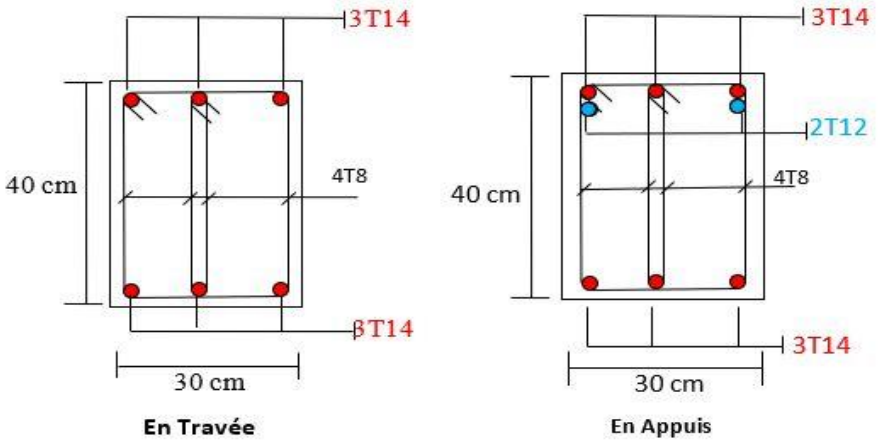


Figure 48 -Schéma de ferraillage de la poutre principale terrasse

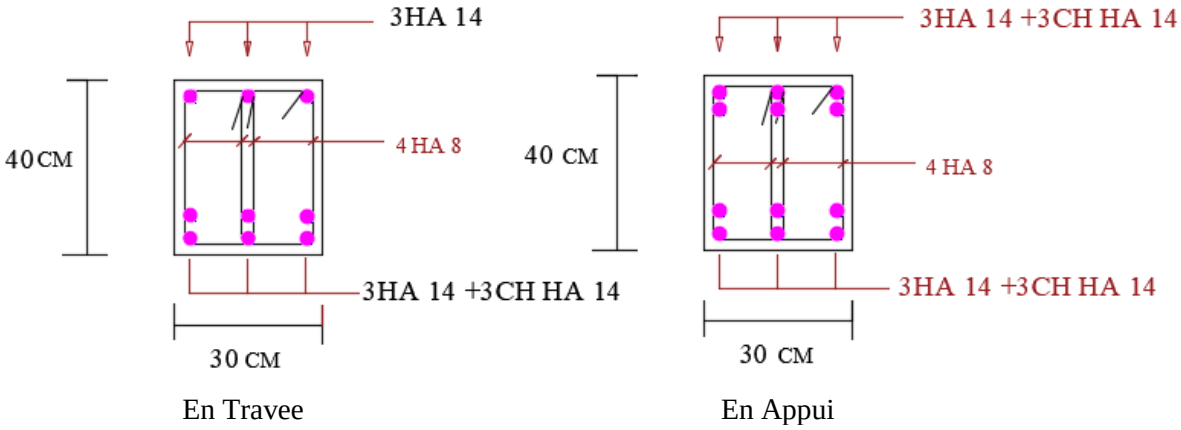


Figure 49-Schéma de ferraillage de la poutre secondaire

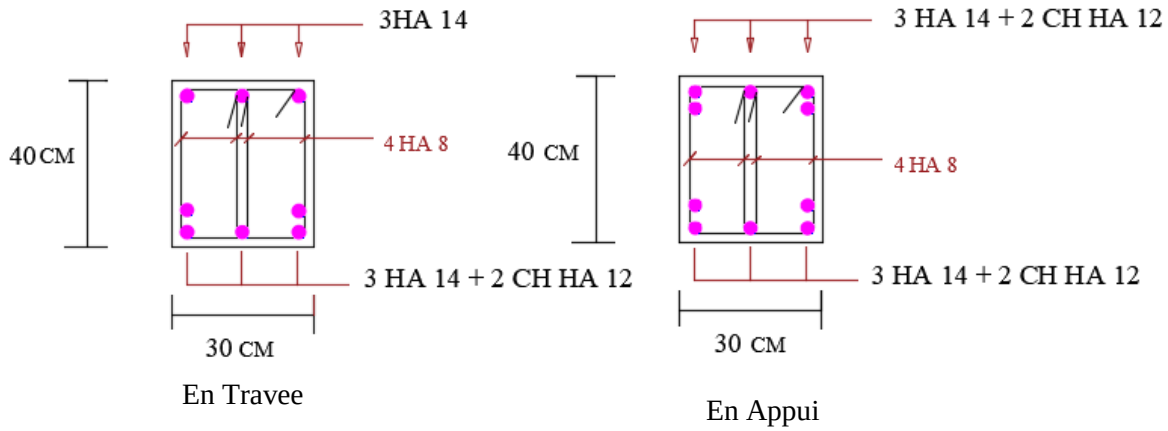


Figure 50-Schéma de ferraillage de la poutre secondaire terrasse

Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des 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.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

$A_{min\ RPA}$ = 0,9% en zone IIb **[Art 7.4.2.1]** RPA99 (Version 2003)

- Combinaison 1= 1.35G+1.5Q
- Combinaison 2= G+Q-V_y
- Combinaison 3= G+Q-V_y

Tableau 58 -Calcul des ferraillages des poteaux

Etage	Section	Situ	Sollicitation						Amin RPA	Acal	$A_{Choisie}$
S-sol Rdc	45*45	Dur	Nmax	1527.89	My	-3.39	MZ	-24.4	18.22	6.2	4HA16+ 8HA14 =20.35 cm^2
		Acc	N	844.28	Mymax	45.45	MZ	49.75			
		Acc	N	962.19	MY	31.09	MZmax	60.32			
		Acc	Nmin	-282,34	MY	-5,24	MZ	-44,43			
1er … 5eme	40*40	Dur	Nmax	1141,40	My	34,38	MZ	-4,14	14.4	5.4	4HA14 +8HA12 =15.2 cm^2
		Acc	N	158,68	Mymax	76,90	MZ	-47,54			
		Acc	N	74,29	MY	62,56	MZmax	63,21			
		Acc	Nmin	-245,76	MY	1,25	MZ	-33,47			

Commentaire : $A_{Calculé} < A_{min}$ (RPA) donc $A_{Choisie} = A_{min}$ (RPA) et on ferraille

V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

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

- La contrainte de béton est limitée par

  $\overline{\sigma_b} = 15$ MPa
- La fissuration est considérée **:** Peu nuisible (poteaux intermédiaires)
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

  $\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3} f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=201.63Mpa

Tableau 59- Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service.

Section	Sollicitation						fissure	σ_b	σ_s	σ_s'	Vérification
45x45	N_{max}	1111.91	My	1.16	Mz	8.56	peu nui	4.2	0	64	Oui
	N	116.59	My_{max}	49.18	Mz	7.69	Prejudi	3.5	50.2	40.3	Oui
	N	908.35	My	4.02	Mz_{max}	28	peu nui	4.1	0	59.3	Oui
	N_{min}	4.65	My	-2.51	Mz	-7.97	peu nui	0.8	17.5	8.8	Oui
40x40	N_{max}	836.4	My	25.21	Mz	2.89	Prejudi	5.9	0	82.2	Oui
	N	116.59	My_{max}	49.18	Mz	7.69	Prejudi	5.3	80.6	57.2	Oui
	N	123.64	My	0.51	Mz_{max}	22.97	Prejudi	3	31.1	33.69	Oui
	N_{min}	4.65	My	-2.51	Mz	-7.97	peu nui	3.2	76.8	30.8	Oui

Commentaire : Les contraintes des poteaux à l'état limite de service sont vérifiée.

V.3.4. Détermination des armatures transversales :

Calcul de la contrainte de cisaillement $\boldsymbol{\tau u}$ *:*

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant l'état limite ultime,

Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$ *:*

La valeur de la contrainte $\overline{\tau u}$ dans :

Selon le CBA93 : min {(0.15*f_{c28}/Gama b), 4Mpa}

Selon le RPA99 version 2003 : $\overline{\tau u}$= ρd* f_{c28} **[Art 7.4.3.2]**

Tableau 60- Valeurs des contraintes limites de cisaillement dans les poteaux

Section	Combinaison	Vu (KN)	τu (MPa)	λ	ρd	$\overline{\tau u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau u}$ CBA (MPa)	τu ≤ $\overline{\tau u}$
45x45	G+Q-Vx	54	0.29	5.9	0.075	1.875	2.5	Oui
40x40	G+Q-Vx	61.13	0.42	6.65	0.075	1.875	2.5	Oui

Commentaire : Les contraintes limites de cisaillement dans les poteaux sont vérifiées

Calcul des armatures transversales : **RPA99 (Version 2003)**

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

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

Tableau 61 -Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Zone	St	At $_{choisie}$
45x45	Courante	15	4Ø8 = 2.01
	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
40x40	Courante	15	4Ø8 = 2.01
	Nodale	10	4Ø8 = 2.01

V.3.5. Schémas des armatures des poteaux :

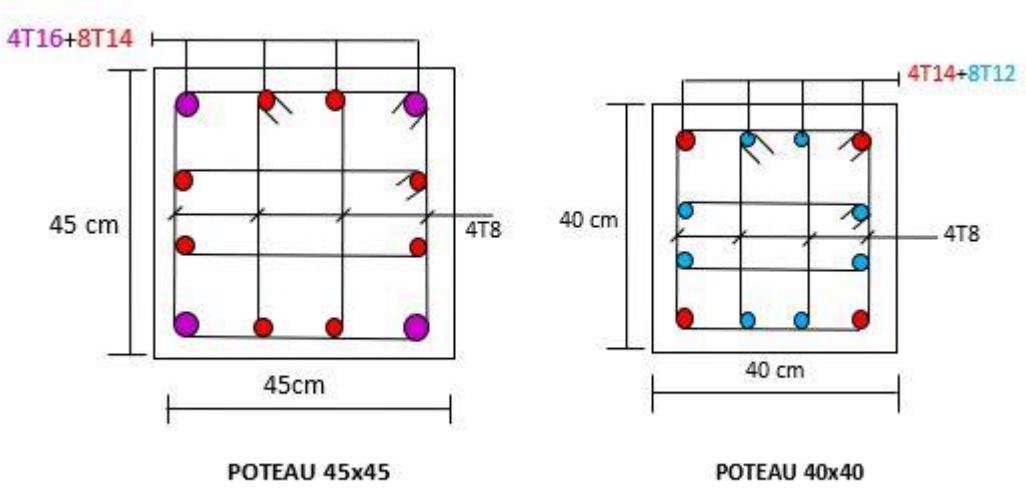


Figure 51- Schéma des armatures des poteaux

V.4. Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E

Le ferraillage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales ;
- des armatures transversales ;

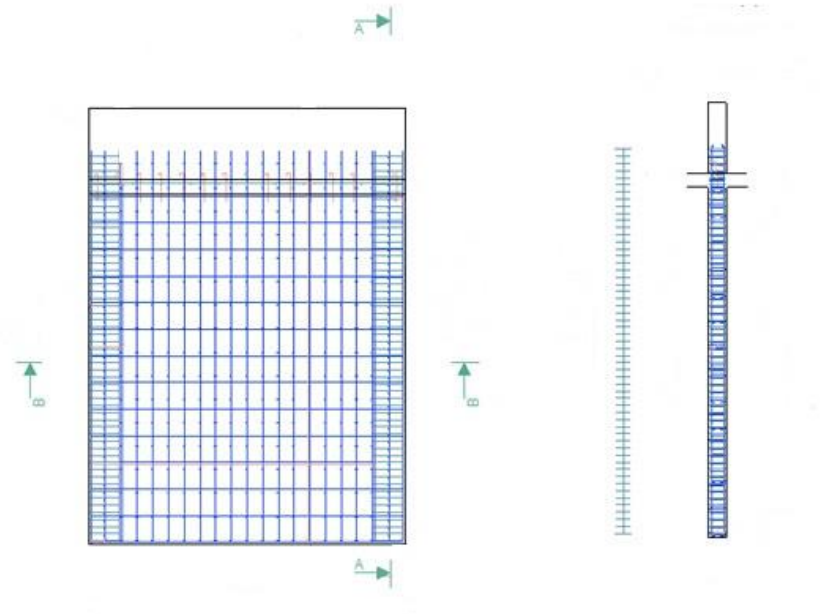


Figure 52 -Schéma des différent armatures des voiles

V.4.1. Les armatures verticales

Les aciers verticaux sont deux nappes, calculés en flexion composée :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Les résultats du calcul des armatures verticales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 62 -La section calculée d'armatures verticales des voiles

	Section	Combination	N (KN)	M (kN.m)	T (KN)	Acal [Cm²]	Amin (CBA) [Cm²]
X	435x20	G+Q-Vx	468.85	2292.36	550.1	-11.52	8.7
	475x20	G+Q-Vx	689.36	3268.84	538.02	-16.98	9.5
	355x20	G+Q+Vx	505.58	1317.47	305	-12.45	7.1
	440x20	G+Q-Vx	1441.53	2099.91	278	-35.68	8.8
	440x20	G+Q+Vx	1018.83	2535.48	522	-25.14	8.8
Y	440x20	0.8G+Vx	1512.72	2414.78	329. 7	-3.47	8.8
	355x20	0.8G-Vx	999.76	1467.18	332.12	-1.08	7.1
	475x20	G+Q+Vy	1069.32	4088.16	660.88	10.76	9.5
	435x20	G+Q+Vy	612.25	2708.62	632.16	9.36	8.7

Tableau 63 -La section choisie d'armatures des voiles

	Section [cm²]	D/2	A_{min} [cm²]	A_{calc} [cm²]	$A_{ch\ ZN}$ [cm^2]	$A_{ch\ ZC}$ [cm^2]	A_{total} [cm^2]	D [cm]
X	435x20	12.5	8.7	-11.52	8HA12 = 9.05	14HA10 =11.04	2*8HA12 + 2*14HA10 = 40.18	25
	475x20	14	9.5	-16.98	8HA14 = 12.32	14HA10 =11.04	2*8HA14+ 2*14HA10 = 46.72	28
	355x20	10	7.1	-12.45	8HA12 = 9.05	14HA10 =11.04	2*8HA12 + 2*14HA10 = 40.18	20
	440x20	12	8.8	-35.68	8HA12 = 9.05	15HA10 =11.83	2*8HA12 + 2*15HA10 = 41.76	24
	440x20	12	8.8	-25.14	8HA12 = 9.05	15HA10 =11.83	2*8HA12 + 2*15HA10 = 41.76	24
Y	440x20	13	8.8	-3.47	8HA12 = 9.05	14HA10 =11.04	2*8HA12 + 2*14HA10 = 40.18	26
	355x20	10	7.1	-1.08	8HA12 = 9.05	14HA10 =11.04	2*8HA12 + 2*14HA10 = 40.18	20
	475x20	15	9.5	10.76	8HA14 = 12.32	13HA10 =10.26	2*8HA14 + 2*13HA10 = 45.16	30
	435x20	14	8.7	9.36	8HA14 = 12.32	12HA10 =9.47	2*8HA14 + 2*12HA10 = 43.58	28

V.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU

Les vérifications et Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau 64 -Vérification des contraintes normales des voiles

	Section	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
X	435x20	911.14	39.76	Prejudi	2.2	0	27.8	Oui
	475x20	1020.09	37.89	Prejudi	2.1	0	26.3	Oui
	355x20	726.51	20.75	Prejudi	1.7	0	22.3	Oui
	440x20	1451.04	26.2	peu nui	2.3	0	31.6	Oui
	440x20	1194.25	81.76	Prejudi	3.8	7.5	45.5	Oui
Y	440x20	1402.5	58.26	peu nui	3.3	0	41.3	Oui
	355x20	771.28	56.07	Prejudi	3.1	7.1	37.1	Oui
	475x20	1020.89	8.28	Prejudi	1.2	0	17.5	Oui
	435x20	879.97	70.34	Prejudi	3.1	8.8	37	Oui

Tableau 65 -Vérification des contraintes de cisaillement des voiles

	Section	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	435x20	51.08	0.082	5	Oui
	475x20	22.63	0.037	5	Oui
	355x20	23.46	0.051	5	Oui
	440x20	34.07	0.060	5	Oui
	440x20	50.35	0.089	5	Oui
Y	440x20	24.76	0.043	5	Oui
	355x20	29.64	0.064	5	Oui
	475x20	32.86	0.053	5	Oui
	435x20	44.89	0.08	5	Oui

V.4.3. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Tableau 66 - Les armatures horizontales des voiles

	Section	He (Cm)	St CBA (Cm)	St RPA (Cm)	St ch (Cm)	A_h	Ah ch
X	435x20	266	77.7	30	15	26.84	34HA10
	475x20	266	11.5	30	10	41.07	52HA10
	355x20	276	19.8	30	15	28.41	36HA10
	440x20	276	11	30	10	42.64	54HA10
	440x20	276	12.06	30	10	42.64	54HA10
Y	440x20	276	13.9	30	10	42.64	54HA10
	355x20	276	22.7	30	15	28.41	36HA10
	475x20	266	10.6	30	10	41.07	52HA10
	435x20	266	15.4	30	15	26.84	34HA10

V.4.4. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures φ_t est tel que $\varphi_t \geq \frac{\varphi_v}{3}$, φ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Tableau 67 -Diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales φ_v	Epingles φ_t
HA10	HA6

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

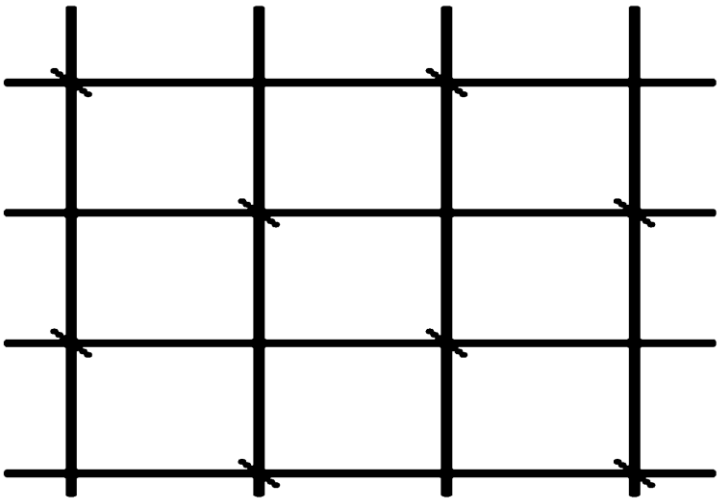
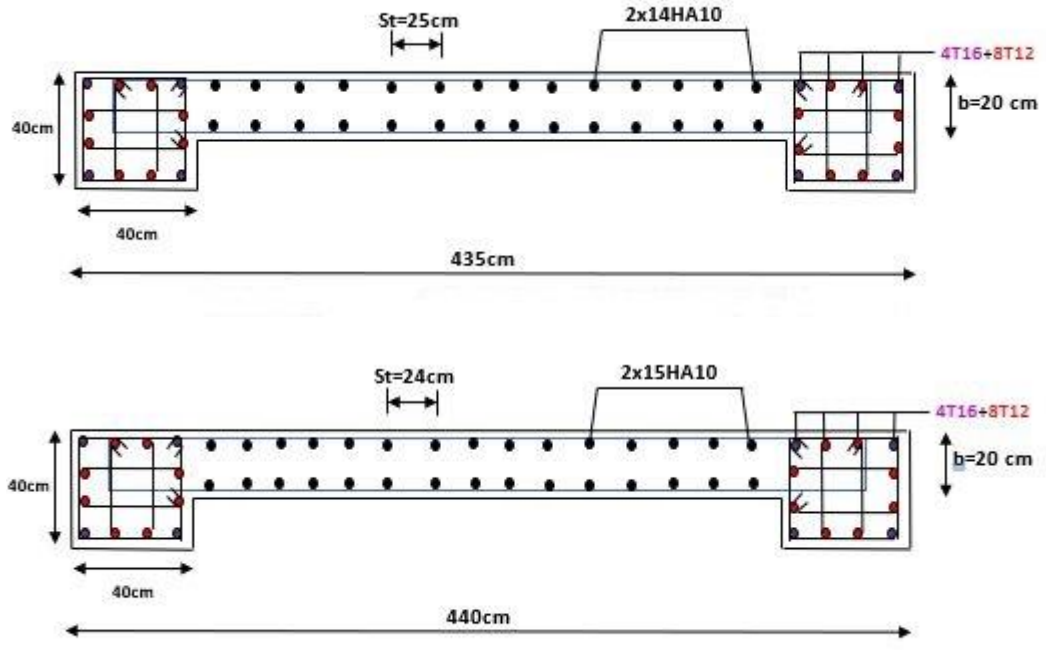


Figure 53- Les armatures transversales et les épingles

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

V.4.5. Schémas des voiles :



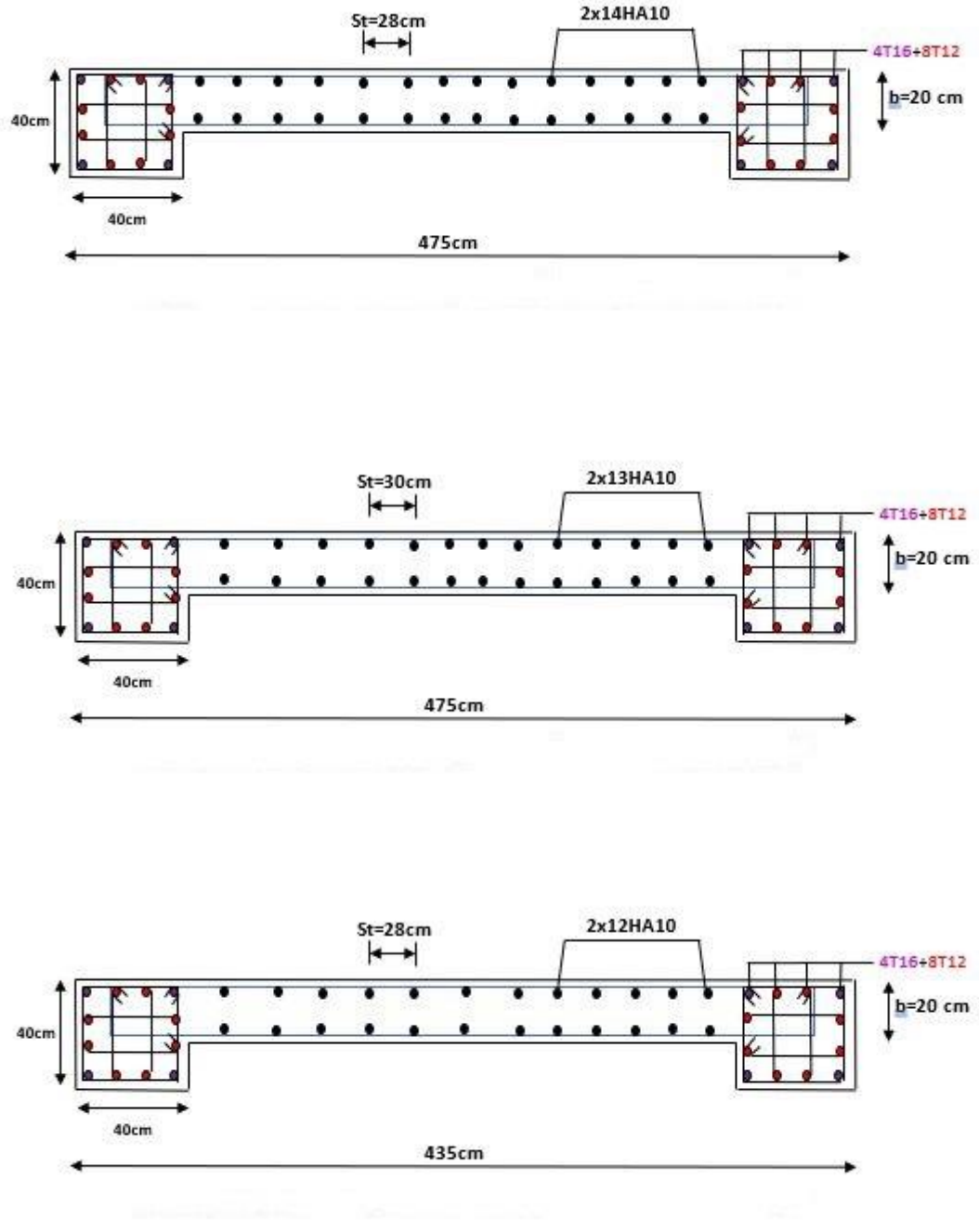


Figure 54 Disposition des armatures dans les voiles

V.6. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles

CHAPITRE VI : ETUDE DE L`INFRASTRUCTU

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les composants situés en dessous du niveau de base, responsables de la transmission des charges et surcharges de la structure vers le sol.

Elles sont donc d'une importance vitale pour l'ouvrage.

Les fondations ne peuvent être calculées qu'en prenant en compte à la fois la superstructure et ses charges, ainsi que les caractéristiques du sol.

Elles remplissent deux fonctions principales :

La reprise des charges et surcharges de la structure, ainsi que la transmission de ces charges au sol de manière à garantir la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être catégorisées en trois types :

- Fondations de surface (telles que les semelles isolées, les semelles filantes et les radier).
- Fondations semi-profondes (comme les puits).
- Fondations profondes (telles que les pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol

Pour concevoir correctement une fondation, il est essentiel d'avoir une bonne connaissance de l'état du terrain environnant où la construction sera réalisée.

Il est particulièrement crucial d'obtenir des informations aussi précises que possible sur les propriétés géotechniques des différentes couches constituant le sol.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport géotechnique fourni par le laboratoire.

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité de charge admissible du sol. Selon le rapport géotechnique, la contrainte moyenne du sol

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.8\ bar.$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que des caractéristiques mécaniques du sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous obligent à poser nos fondations avec un ancrage de $D = 1.50\ m.$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont les suivantes :

$$\gamma_d = 17\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 21°$$

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

Type d'ouvrage à construire.

La nature et homogénéité du bon sol.

La capacité portante du terrain de fondation.

La raison économique.

La facilité de réalisation.

La distance entre axes des poteaux.

La figure suivante présente les superpositions des bulles de pression (interférences).

Il existe un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles dans les deux directions, ce qui nous contraint à opter pour des semelles filantes.

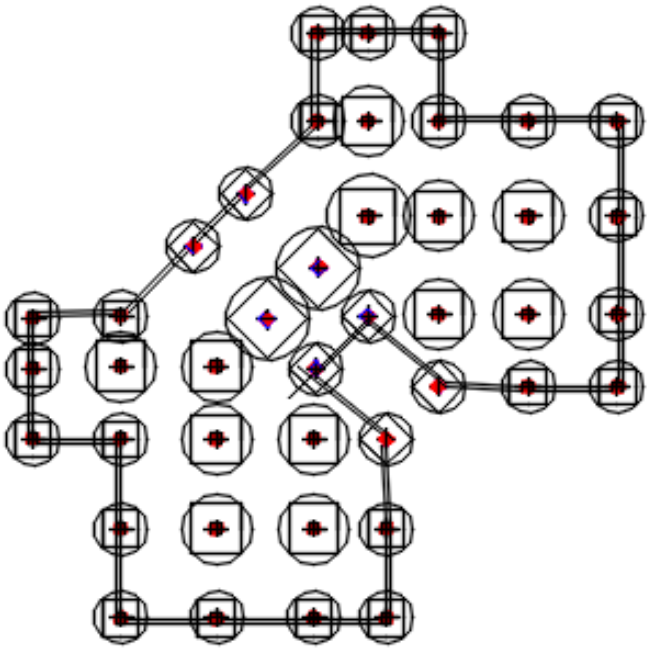


Figure 55 - Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

VI.4.1. Semelle filante

Les semelles filantes ont déjà été calculées sous plusieurs poteaux et sous un voile, et selon les résultats du prédimensionnement, dans le cas sous plusieurs poteaux, elles sont de petites dimensions par rapport aux dimensions obtenues après le calcul sous un voile.
Donc, nous avons choisi de les calculer comme une semelle filante sous un voile.
Semelle filante sous un voile

Tableau 68-Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Direction	Semelle	L (m)	N voile	M voile	$A_{choisie}$(m)	B(ml)	$H_{choisie}$ (cm)
X	**SF1**	13.30	1014.1	22.57	**1.5**	1	**30**
	SF2	5.40	673.3	183.19	**1.7**	1	**35**
	SF3	5.40	865.17	19.18	**1.8**	1	**40**
	SF4	9.45	1132.53	74.8	**1.3**	1	**25**
	SF5	6.85	684.63	28.92	**1.3**	1	**25**
Y	**SF1**	14.94	849.95	109.08	**1.5**	1	**30**
	SF2	6.85	736.83	27.84	**1.4**	1	**30**
	SF3	13.30	1024.4	4.71	**1.4**	1	**30**
	SF4	5.40	634.06	175.79	**1.5**	1	**30**
	SF5	5.40	852.17	48.6	**1.4**	1	**30**
Incliné	**SF1**	21.9	666.43	134.13	**1.3**	1	**25**
	SF2	21.9	690.55	166.51	**1.4**	1	**30**
	SF3	12.35	627.38	108.72	**1.5**	1	**30**
Intérieur	**SF1**	27.51	685.31	88.27	**1.6**	1	**35**
	SF2	33.92	1480.89	182.14	**2.4**	1	**55**

Après avoir dimensionné toutes les semelles filantes sous un voile, nous avons regroupé les semelles en fonction de leurs dimensions les plus proches, afin de les placer pour calculer le ferraillage.

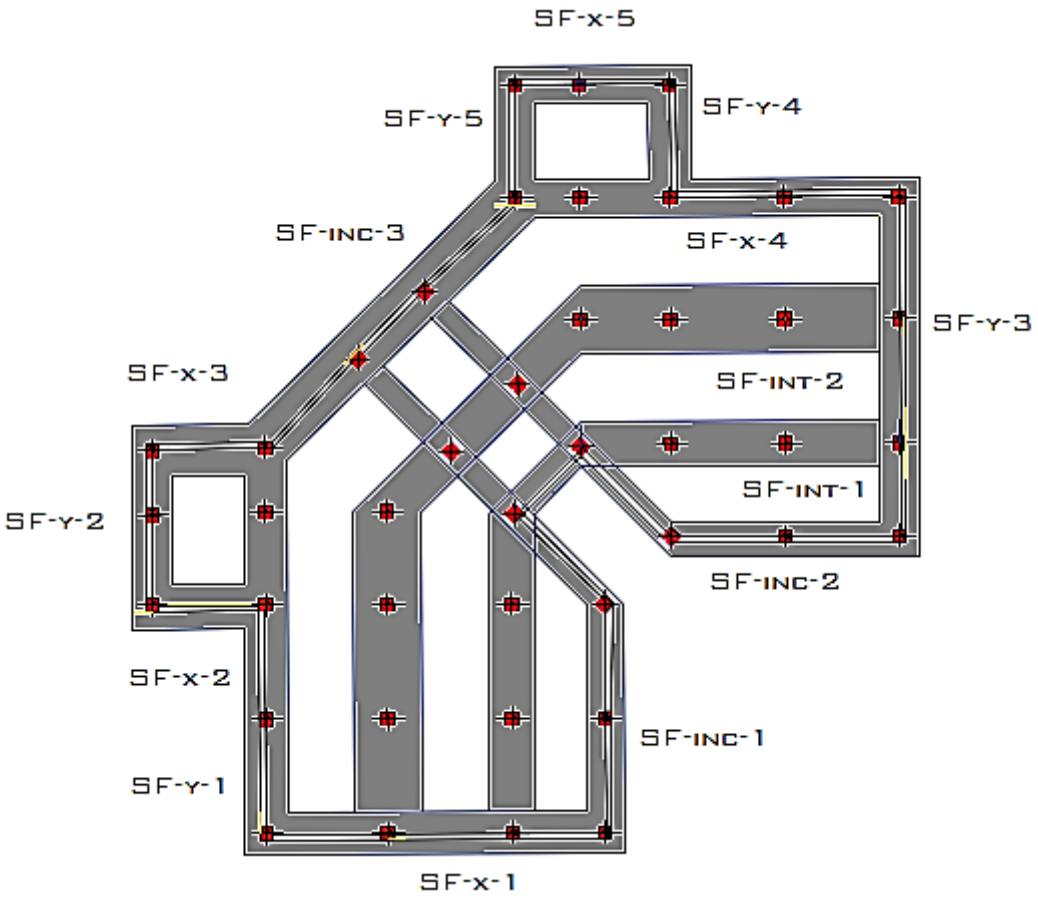


Figure 56-Schéma présenté les semelles filantes.

Tableau 69-Les Sections d'armateurs choisie et calculée des semelles filantes.

Direction	Semelle	Aa_{cal} (cm^2)	$Arep_{cal}$ (cm^2)	$Aa_{choisie}$ (cm^2)	$Arep_{choisie}$ (cm^2)	Choix des barres Aa	Choix des barres Arep
X	**SF1**	4.41	1.66	22.57	1.5	**4HA12 = 4,52 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
	SF2	4.18	1.83	183.19	1.7	**4HA12 = 4,52 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
	SF3	5.64	2.53	19.18	1.8	**5HA12 = 5,65 cm2**	**4HA10=3,14 cm2**
	SF4	4.4	1.43	74.8	1.3	**4HA12 = 4,52 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
	SF5	4.69	2.01	28.92	1.3	**5HA12 = 5,65 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
Y	**SF1**	3.9	1.49	109.08	1.5	**4HA12 =4,52 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
	SF2	4.05	1.43	27.84	1.4	**4HA12 =4,52 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
	SF3	5.7	1.99	4.71	1.4	**6HA12 =6,79 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
	SF4	3.38	1.27	175.79	1.5	**3HA12 =3,39 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
	SF5	3.81	1.33	48.6	1.4	**4HA12 =4,52 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
Incliné	**SF1**	2.5	0.82	134.13	1.3	**3HA12 =3,39 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
	SF2	3.36	1.004	166.51	1.4	**3HA12 =3,39 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
	SF3	2.94	1.1	108.72	1.5	**3HA12 =3,39 cm2**	**3HA10 =2,26 cm2**
Intérieur	**SF1**	5.08	2.03	88.27	1.6	**5HA12 =5,65 cm2**	**3HA10 =2,36 cm2**
	SF2	8.23	4.94	182.14	2.4	**6HA14 =9,24 cm2**	**5HA12 =5,65 cm2**

VI.5. Poutre de Libage

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue ;
- La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}{}^4}{E}}$$

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5x0{,}0392266x4350^4}{32164.19}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L_{max} : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3 = 0.392266 Mpa) ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau 70-Dimensionnement de la poutre de libage.

ELEMENT	B (CM)	L_{max} (M)	$h_{p\ calcule}$ (CM)	$h_{p\ adopte}$ (CM)
PL	45,00	4.35	60.21	80.00

Commentaire : Donc la section de la poutre de libage : 45x80 cm².

Tableau 71-Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_S$ (KN)	$L_{semelle}$ (m)	$P_{semelle}$ (KN)	$L_{p.libage}$ (m)	$P_{P.libage}$ (KN)	$\sum \sigma_u$ (MPa)	$\sum \sigma_{ser}$ (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
P_L (45x80)	10328,57	7604,96	33.92	1119.36	33.92	225	0.87	0.64	398.98	289.75

Tableau 72-Détermination des sollicitations de la poutre de libage

ELU			ELS	
M_a (KN.m)	**M_t (KN.m)**	**T(KN)**	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
621,371	396,679	842.753	458.146	292.477

VI.5.1. Calcul des armatures longitudinales

Tableau 73-Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Poutre de libage		**M_u (KN.m)**	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**
SF -int -2	**Travée**	396,679	15.7	0	6HA16 + 6chHA16 = 24.12
	Appuis	621,371	0	25.5	6HA20 + 6chHA20 = 37.7

VI.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Fissuration préjudiciable :

Tableau 74-Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

Poutre de libage		**M_{ser} (KN.m)**	**σ_b (MPa)**	**σ_s (MPa)**	**σ_s' (MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$ (MPa)**	**$\overline{\sigma_s}$ (MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$**	**$\sigma_s, \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$**
SF -int -2	**Travée**	292.477	6.9	179.4	0	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	458.146	9.3	184.3	0	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée

VI.5.3. Vérification du cisaillement de la poutre de libage : (CBA 91 Art.5.2.4.2)

On doit vérifier **:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{842.753 \times 10^3}{450 \times 800} = 2.34\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

VI.5.4. Armatures transversales

Selon **RPA2003 :**

$$\equiv \quad St \leq \frac{At}{0.003*b} \quad \rightarrow St \leq 22.37$$

$$\equiv \quad St\ zn \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) \rightarrow St\ zn \leq 9.6$$

$$\equiv \quad S`\ zc \leq \frac{h}{2} \rightarrow S`\ zc \leq 40$$

Selon **CBA93 :**

- $St \leq \frac{At\ (0.9*fe\ (cos\alpha+sin\alpha))}{b0*\gamma s(\tau u-(0.3*ft28*k))}$
- $St \leq (0.9*d; 40cm)$
- $St \leq \frac{At*fe}{b*0.4}$

Tableau 75-Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

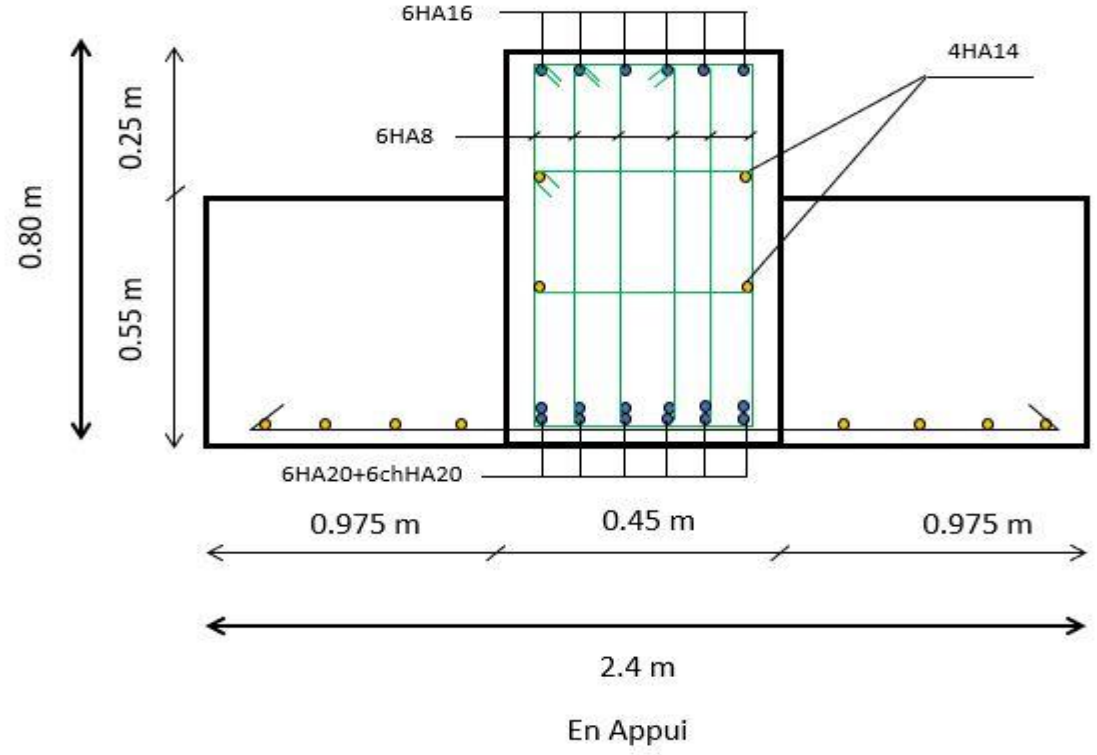
Eléments				Espacement et Armatures				
B cm	**H cm**	**T KN**	**τ MPa**	**Zn cm**	**Zc cm**	**St cm**	**Φ mm**	**At cm²**
45	**80**	842.753	2.34	10	15	20	8	6HA8= 3.02

VI.5.5. Armatures de peau selon (CBA93 Art.7.3)

Puisque la poutre de libage dans notre cas selon le CBA 93 exige des armateurs de peau d'au

moins de 5 cm^2/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 5 \times 1.2 = 6\ cm^2, \text{donc on adopte } 4HA14 = 6.16\ cm^2.$$



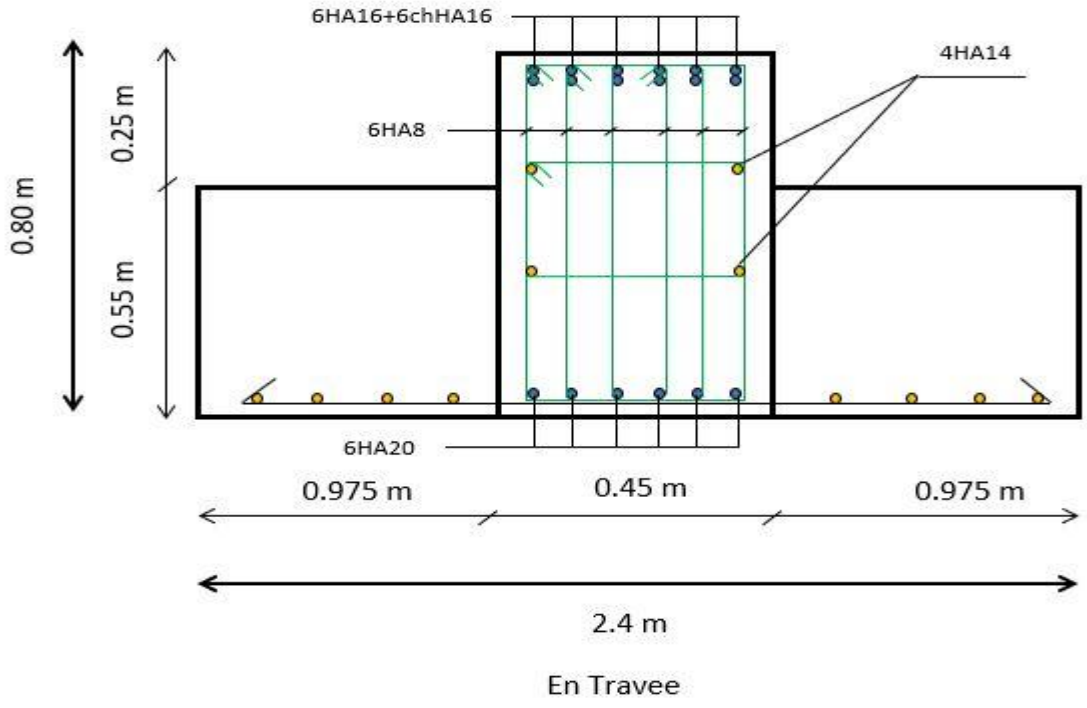


Figure 57-Ferraillage de la poutre de libage

VI.6. Les longrines :

VI.6.1. Introduction :

Une longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontraint qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

VI.6.2. Pré dimensionnement :

Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 10.1.1.b]

Pour un sol de fondation de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

Donc : on adopte : (b × h) = (30x35) cm².

VI.6.3. Détermination des sollicitations : [RPA2003 Art.10.1.1]

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une Force " F " égale à :

$$F_{ELU} = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec :

N : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU / l'ELS.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau 76-Valeurs de coefficient α

Site	*Zone*		
	I	IIa	IIb et III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	**12**	10
S4	12	10	8

Site S2 et zone sismique IIb ; (**α = 12**)

$$\begin{cases} F_{ELU} = \dfrac{1527,89}{12} = 127.32KN \geq 20KN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \\ F_{ELS} = \dfrac{1111,91}{12} = 92.66KN \geq 20KN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \end{cases}$$

VI.6.4. Calcul du 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 l'ELU :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$

Recommandation des règlements :

CBA : [Art 7.1.2]

$A_{min} = \frac{B(cm^2)}{1000}$

RPA99V2003 : [Art 10.1.1]

$A_{min} = 0.6\ \%\ x\ B(cm^2)$

Les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 77-Ferraillage longitudinal des longrines

B **(cm^2)**	**N_u** **(KN)**	**F_u** **(KN)**	**$A_{calculé}$** **(cm^2)**	**A choisir** **(cm^2)**	**A_{min} CBA** **(cm^2)**	**$A_{min\ RPA}$** **(cm^2)**	**Vérification**
30x35	1527.89	127.32	5.5	**6HA12 = 6.79**	1.05	6.3	Vérifiée

V.6.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'ELS sous M_{ser}.

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$

Avec : $\sigma_s = \frac{F_s}{A} = \frac{92.66x\ 10^3}{679} = 136.5\text{MPa}$ $\quad \overline{\sigma_s} = \text{Min}\left(\frac{2}{3}fe\ ;\ 110\sqrt{\eta\ .\ f_{tj}}\right) = 201.6\text{Mpa}$

Tableau 78-Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_s (KN)	F_s (KN)	A choisir (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x35	1111.91	92.66	**6.79**	136.5	201.6	CV

Condition de non fragilité :

CBA 93 : $B \leq \frac{A.Fe}{ftj}$

$B = 30x35 = 1050cm^2 \leq \frac{6.79X400}{2.1} = 1293.33cm^2$…….…….. CV

Armatures transversales :

Il n'est pas nécessaire de prévoir d'épingle car la longrine subit une traction simple et en traction simple, il n'y a pas de force de cisaillement.

Un cadre tous les 30 cm est adéquat pour maintenir les barres d'armature longitudinales en place.

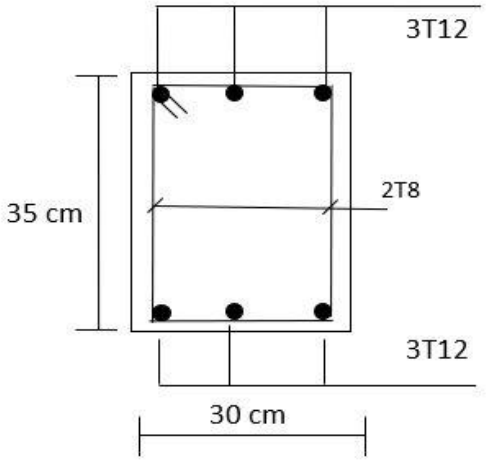


Figure 58-Disposition des armatures des Longrines (30x35)

VI.7. Etude de voile périphérique :

VI.7.1. Dimensionnement :

D'après **RPA99 (version** 2003) le Voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur ≥ 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

On adopte une épaisseur de **20 cm**.

La hauteur de mur égale à 3.06m. Composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

VI.7.2. Détermination des sollicitations :

Le mur de soutènement est soumis à une flexion simple en raison de la poussée exercée par les terres. Dans notre situation, le panneau est orienté verticalement et la poussée est horizontale, tandis que le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.

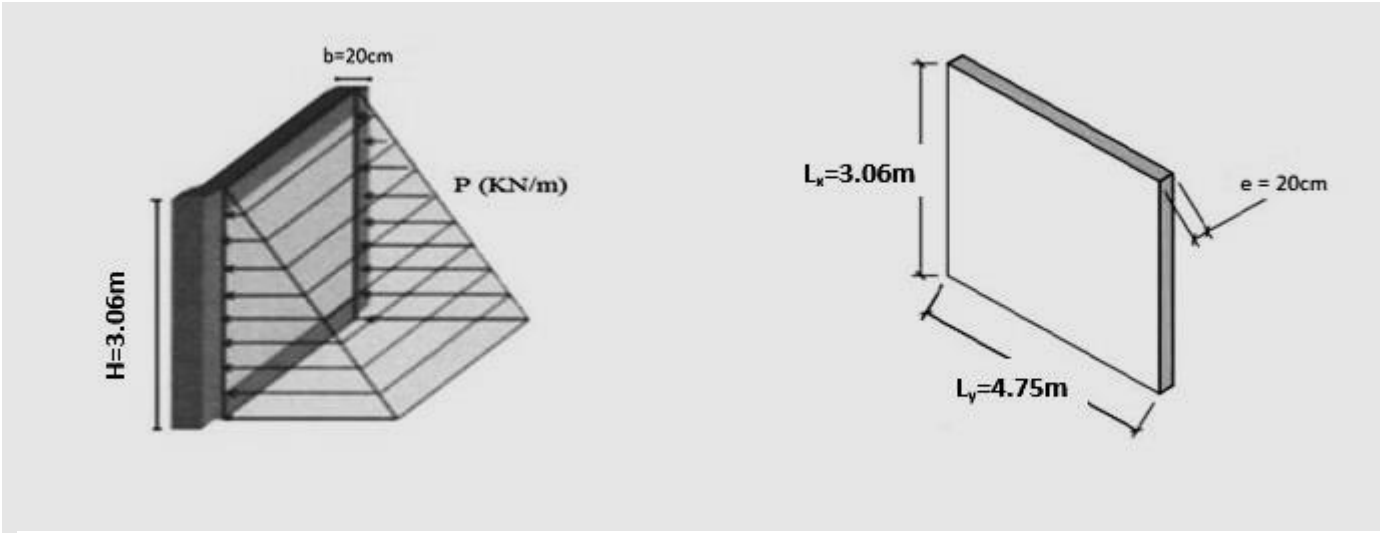


Figure 59-Le mur de soutènement ayant les dimensions du panneau le plus sollicité.

VI.7.3. Méthode de calcul :

Le mur de soutènement est traité comme une dalle pleine fixée sur ses quatre côtés.
Il est soumis à une charge uniformément répartie qui représente la poussée horizontale (P) due au poids des terres.

P = ½ Ka.γ.H2

Avec :

γ : poids volumique des terres.

H : hauteur du voile.

k_a : Coefficient de poussée loi de Rankine. $K_a = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

φ : Angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol on a : φ =21° ; γ = 17 KN/m^3 ; H=3.06m

$K_a = tg^2 (\frac{180}{4} - \frac{21}{2}) = 0.47$

Donc : **P= 37.40 KN/m**

VI.7.4. Calcul des moments :

Pour le calcul du renforcement du mur de soutènement, on considère le panneau comme étant encastré sur ses quatre côtés.

On utilise la méthode des lignes de rupture, car la fissuration est considérée comme préjudiciable.

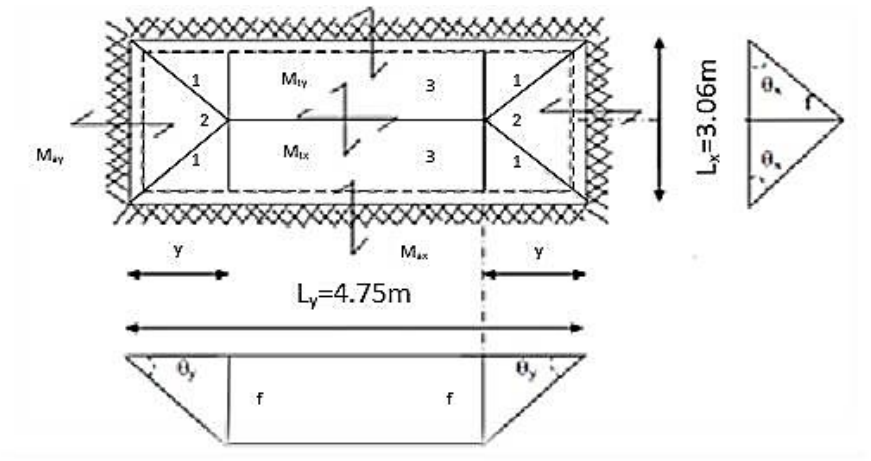


Figure 60-Les lignes de ruptures dans le panneau

ρ = 3.06/4.75 = 0.644 > 0.4 ⇒ le panneau travaillant les deux directions.

Tableau 79-Les efforts internes

E.L.U		**E.L.S**	
$\mathbf{M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L^2_x}$ $\mathbf{M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}}$		$M_x = \mu_x P_s L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
$\mathbf{q_u = 1.35 \times 37.40 = 50.5\ KN}$		$P_s = 37.40 KN/m^2$	
ρ = 0.644	$\mu_x = 0.0765$ $\mu_y = 0.3472$	ρ = 0.644	$\mu_x = 0.0819$ $\mu_y = 0.5117$
$\mathbf{M_{0x} = 0.0765 \times 50.5 \times (3.06)^2 = 36.174\ Kn.m}$ $\mathbf{M_{0y} = 0.3472 \times 36.174 = 12.56\ KN.m}$		$M_x = 0.0819 \times 37.40 \times (3.06)^2 = 28.7$ Kn.m $M_y = 0.5117 \times 28.7 = 14.7$ KN.m	
$\mathbf{M_{tx} = 0.85 \times 36.174 = 30.748\ KN.m}$ $\mathbf{M_{ty} = 0.85 \times 12.56 = 12.675\ KN.m}$ $\mathbf{M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 36.174 = -18.1\ KN.m}$		$M_{tx} = 0.85 \times 28.7 = 24.4$ KN.m $M_{ty} = 0.85 \times 14.7 = 11.76$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 28.7 = -14.35$ KN.m	

VI.7.5. Calcul du ferraillage

Le renforcement est calculé pour une bande d'une largeur de 1 mètre, étant donné que la fissuration est considérée comme préjudiciable :

On a : b=100cm , ep=h= 20cm , c = c' = 2.5 cm, σ_b = 14.2MPa , σ_s = 348MPa , Fe= 400Mpa

On prend $\phi x = \phi y$ = 12mm Alors : dx= h- c -(ϕ/2) =16.9cm ; dy=dx-(($\phi x + \phi y$) /2)=15.7

Avec : Amin = 0.1% b x h ---- Condition exigée par le **RPA99v2003**

Tableau 80-Résultats de ferraillage à ELU

	M (KN.m)		μ	A_{cal} (cm2)	$A_{choisie}$ (cm2)	Amin (cm2)	St (cm)	A ≥Amin
En travée	X	30.748	0.076	5.44	7HA14=10.78	2	15	CV
	Y	12. 675	0.036	2.36	7HA8=3.52	2	15	CV
En appuis	X	-18.1	0.044	3.15	7HA12=7.92	2	15	CV
	Y		0.052	3.40	7HA10=5.5	2	15	CV

Vérification de l'Espacement :

$S_t = \frac{100}{7}$= 14.30cm ≤ Min (3h= 60cm ; 33cm) = 33cm ……..... CV

$S_a = \frac{100}{7}$= 14.30cm ≤ Min (4h= 80cm ; 45cm) = 45cm …..…….…….....CV

VI.7.6. Vérification A l'E.l.S :

On considère la fissuration est préjudiciable :

Tableau 81-Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (kN.m)		$A_{choisie}$ (cm2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
En travée	X	28.7	10.78	6.4	177.4	CV
	Y	11.76	3.52	1.7	17.4	CV
En appuis	X	-14.35	7.92	3.6	118.9	CV
	Y		5.5	4.1	168.5	CV

VI.7.8. Vérification de la flèche

$\frac{h}{L_x} = \frac{20}{306} = 0.065 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{24.4}{20\ x\ 28.7} = 0.0425$……..CV

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{7.92}{100\ x\ 16.9} = 0.0047 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$…….. CV

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{5.5}{100\ x\ 15.7} = 0.0035 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$……..…..... CV

VI.7.9. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07\ x\ 25}{1.5} = 1.17$MPa

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x} = 67.52$KN ; $\tau_{ux} = 0.40$Mpa

≡ $\tau_{ux} = 0.40$MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1.17$MPa ……. **CV**

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17$MPa

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y} = 51$ KN ; $\tau_{ux} = 0.32$Mpa

≡ $\tau_{ux} = 0.32$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1.17$MPa …..…. **CV**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Après une étude complète menée sur une structure implantée dans une zone présentant une forte activité sismique, composée de portiques contreventés par des voiles en béton armé, pour un bâtiment comprenant un **sous-sol**, un **rez-de-chaussée** et **cinq étages**, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée nous a permis d'obtenir un comportement très similaire à celui d'une structure régulière, avec une translation pure pour les deux premiers modes selon les deux axes principaux, et une rotation pure pour le troisième mode.

- Comme prévu, l'ajout des voiles en béton armé a entraîné une diminution de la période fondamentale par rapport à la structure. Il est important de noter que le nombre de voiles utilisés (neuf voiles) permet d'obtenir une structure flexible.

- En ce qui concerne le renforcement des poutres principales (30x40 cm²) et secondaires (30x35 cm²), nous avons constaté que les sections de béton étaient cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12, HA14 et HA16) et étaient également pratiques lors de l'exécution.

- En ce qui concerne l'infrastructure, l'option d'une semelle filante s'est avérée être le meilleur choix pour satisfaire aux conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

- En conclusion, nous avons cherché à respecter autant que possible les principaux critères reconnus, à savoir la résistance, la sécurité et l'économie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93.
- Règles parasismique algérienne RPA version 2003 document technique réglementaire.
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.2.2.

Manuels techniques :

- Cours de formation.

Logiciels :

- Robot Structural Analysis .
- Robot Expert
- Ms Office
- Autocad

LES ANNEXES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux 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.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$\mu_l = 0.392$$

La méthode forfaitaire **: (**pour les poutres)

- **Méthode de calcul :**

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

Les conditions du la méthode forfaitaire sont :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m^2.

$Q \leq$ Max [2 G et 5 KN/m^2]

2- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0 ,8 et 1,25.

$0.8 \leq Li / L_i + 1 \leq 1.25$

3- Dans les différentes travées en continuité.

4- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même.

5- La fissuration est peu nuisible.

≡ **Exposé de la méthode :**

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t = [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée de rive

  $M_t = [\frac{1+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée intermédiaire.

- $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq$ Max [1.05 M_0 et (1+0.3 α) M_0]

≡ **Moment sur appuis :**

- M = 0,2M0……appuis de rive
- M = 0,6M0……pour une poutre à deux travées
- M = 0,5M0……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- M = 0,4M0……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Avec :

✓ M_0 : Moment isostatique. - $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ (ELU)

- $M_0 = \frac{P_S L^2}{8}$ (ELS)

✓ M_w : Moment max sur l'appui gauche.

✓ M_e : Moment max sur l'appui droit.

✓ M_t : Moment en travée.

✓ Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85\ M_0$

$M_A = M_B = -\ 0.5\ M_0$

≡ **les efforts tranchants :**

$T_w = \frac{P\ L}{2} + \frac{Me + M\ w}{L}$

$T_e = -\frac{P\ L}{2} + \frac{Me + M\ w}{L}$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Méthode de Caquot : (pour les poutres)

• **Exposé de la méthode**

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

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

• **portée fictive**

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

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

•**Coefficient de rigidité**

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

Où :

$$\gamma = \frac{K_w}{K_e} K_e = \frac{I_e}{l'_e} K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

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

•**Cas particulier**

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

• **Le coefficient de rigidité**

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

• **Le moment aux appuis**

M_{app}=0,2M_0……Appuis de rives

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

• **Le moment en travée**

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

comme moment maximum en travée :$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

Ferraillage des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

Détermination de :

$\mu \langle \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow A_s' = 0$ (armatures de compression)

ß = 0.5+√(1-2u) /2

$$At = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$\overline{\tau_u}$=Min$\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right]$= 2.5 MPa ……la fissuration est prujuduciable

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

Calcul des armatures transversales :

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

$a_t = \frac{\pi \phi^2}{4}$; $n_t = 2$; $A_t = a_t.n_t$

Escapement:

$S_t \leq min[0.9\,d , 40\,cm]$

Selon le R.P.A 99 [Art A.7.5.2.2]

$A_{t\,min} \leq 0.003\, S_t.b$

Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

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

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa}$$

Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_e E40$.

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

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \quad Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Condition de la flèche de la méthode forfaitaire

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10 M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15 M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec$M_t = k \times M_0$k : est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

Calcul de la flèche :

$\rho = \dfrac{A}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \beta_1$ (Tableau).

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

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

$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$

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

Méthode de forfaitaire pour les dalles

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si $\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x P L_x$

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

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de poisson ν avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour l'état limite ultime} \\ \nu = 0.2 & \text{Pour l'état limite de service} \end{cases}$$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues sur les appuis. On adopte les valeurs suivantes pour les planchers :

- Panneaux de dalle de rive :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.85\ M_x$

$M_{ty} = 0.85\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -\ 0.3\ M_x$ (appuis de rive)

$M_{ax} = M_{ax} = -\ 0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

- Panneau de dalle intermédiaire :

Moment en travée : $M_{tx} = 0.75\ M_x$

$M_{ty} = 0.75\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ax} = -\ 0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

Vérification de l'effort tranchant :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x}$ $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x}$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y} \tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y}$

Recommandations selon les règlements en Ferraillage des poteaux

Selon le CBA93

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

Condition de non fragilité: $A_{min} = \dfrac{B}{1000}$

Selon le RPA verion2003 Art 7.4.2.1:

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

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

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

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$

- $M_{max}\ et\ M_{correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

Etat limite de stabilité de forme

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

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

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3{l_f}^2(2+\alpha\emptyset)}{10000\ h} \quad , \quad e_a = Max[\frac{L_0}{250}; 2\ cm]$$

Avec :

e_1 : excentricité du 1ier ordre provoquée par le moment de flexion.

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

$$\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$$

$$\alpha = \frac{Moment\ sous\ l'effet\ des\ charges\ permanentes}{Moment\ totale} = \frac{M_G}{M_u}$$

l_f : Longueur de flambement.

h :Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

e_2 : Longueur libre.

Les armatures transversales des poteaux

- **Selon le CBA93 : [Art A.5.1.2.3]**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φt est donnée par la relation suivante **:**

$\emptyset_t \leq \min\ (\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l)$

Avec :$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

St ≤ Min [0.9d ; 40cm].

$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** k = 1+3× $\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

Avec : A_t:Section d'armature transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

On prend : f_e=400 MPa.

Selon le RPA99 version 2003 : [Art.7.4.2.2]

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.
ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :
2.50 si : $\lambda \geq 5$
3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.
h_1 : La hauteur totale de la section brute.
La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \quad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \quad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \quad si : \quad \lambda \leq 3$$

Les armatures verticales

Section minimale et maximales

- **Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1**

$A_v = 0.2\%\ B_t$: La section horizontale tendue de voile.
$A_v = 0.15\%\ B$ B: La section globale de voile.
$A_v = 0.1\%\ B_c$: La section horizontale courante.

- **Selon le CBA93 Art B.6.4**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\%$$

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le CBA93

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35};\ \frac{a}{10}\ ;\ \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.
$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\ ; 30cm]$$

Vérification des contraintes à l'ELU

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$ Et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$
- La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

  La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 \times \bar{v}}{b_0\ d}$

  Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

  b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile. d = 0.9h.

h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2\ f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Les armatures horizontales des voiles

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

- **Selon le CBA93**

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales. $\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35};\ \frac{a}{10}\ ;\ \emptyset_v\right]$

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

- **Selon le RPA2003**

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\ ; 30cm]$$