

Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen-
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme
De MASTER en génie civil
Option : structure

Thème :

**ETUDE STATIQUE ET DYNAMIQUE D'UN BATIMENT
IRREGULIER R+12**

Présenté en par :

BELKADI YOUNES

Devant le Jury composé de :

| | |
|--------------|-------------|
| BOUCIF N | Président |
| GHENNANI B | Examineur |
| BENMANSOUR N | Encadrant 1 |
| DJAFOUR N | Encadrant 2 |

ANNEES UNIVERSITAIRE : 2019-2020

شكر

أشكر الدكتور تان بن منصور نسيمه وجعفر ن اللتان قامتا بمتابعة مذكرتي وتصحيحها من الأخطاء.

كما أشكر الدكتورة بوسيف نادية والدكتور غناني ب اللذان وافقا على مناقشة مذكرتي وتصحيحها في ظل هذه الظروف.

أشكر جميع المعلمين والأساتذة الذين قاموا بتدريسي خلال هذا المشوار الدراسي.

كما أشكر كل من ساعدني من قريب أو بعيد لتحقيق هذا المشروع الدراسي النهائي.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى ذي شكل غير منتظم الشكل للاستخدام السكني يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى اثني عشر طابقاً ، و يقع في ولاية تلمسان أجريت هذه الدراسة باستخدام لوائح التصميم والتحقق لهياكل الخرسانة المسلحة. (RPA99V2003 و B.A.E. L91 modifié 99).
أولاً تم عمل وصف عام للمشروع.

بعدها تم إجراء الأبعاد المسبقة للهيكل. على أساس نزول الأحمال يتم دراسة العناصر الثانوية. ثم بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام برنامج (ساب 2000) لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال الدائمة والعمليات والزلازل. وقد سمح ذلك بتحديد أبعاد العناصر المقاومة للهيكل. وأخيراً دراسة أساس المبنى.

الكلمات المفتاحية :

العمارة ,الخرسانة المسلحة, 99 modifié 99 BAEL91 , RPA99 V2003 , SAP2000.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée plus (12) étages, implanté dans la wilaya de TLEMCEM. Cette étude a été effectuée en utilisant les règlements de calcul et de vérifications des structures en béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99).

En premier lieu une description générale du projet a été faite.

ensuite un pré dimensionnement de la structure a été réalisé. Sur la base de la descente des charges les éléments secondaires sont étudiés.

L'étude dynamique de la structure a été entamée après en utilisant le logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements permanents, d'exploitations et sismiques. Ce qui a permis le dimensionnement des éléments résistants de la structure. Enfin une étude de fondation de bâtiment.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building for residential use consisting of a ground floor over (12) floors, located in the wilaya of TLEMEN. This study was carried out using the regulations for the design and verification of reinforced concrete structures (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99).

First of all, a general description of the project was made.

then a pre-dimensioning of the structure was carried out. On the basis of the descent of the loads the secondary elements are studied.

The dynamic study of the structure was then started using the SAP2000 software in order to determine the different stresses due to permanent loads, operations and seismic. This allowed dimensioning of the resistant elements of the structure. Finally, a building foundation study.

Key words: Building, Reinforced concrete SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Sommaire

| | |
|--|----|
| INTRODUCTION GENERALE | 1 |
| CHAPITRE 01 :PRESENTATION DU PROJET | 2 |
| 1.1. Introduction..... | 3 |
| 1.2. Présentation du bâtiment..... | 3 |
| 1.3. Caractéristiques géométriques de la structure..... | 3 |
| 1.3.1. Dimension en élévation..... | 3 |
| 1.3.2. Dimension en plan..... | 3 |
| 1.3.3. Conception de la structure..... | 4 |
| 1.3.3.1. Ossature..... | 4 |
| 1.3.3.2. Plancher | 4 |
| 1.3.3.3. Les escaliers..... | 5 |
| 1.3.3.4. La maçonnerie..... | 5 |
| 1.3.3.5. Revêtement..... | 5 |
| 1.3.3.6. Acrotères | 6 |
| 1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux..... | 6 |
| 1.4.1. Le béton..... | 6 |
| 1.4.1.1. Résistance mécanique du béton..... | 6 |
| 1.4.1.2. Déformations longitudinales du béton..... | 7 |
| 1.4.1.3. Module de déformation transversale..... | 7 |
| 1.4.1.4. Coefficient de poisson..... | 8 |
| 1.4.1.5. Contraintes limites..... | 8 |
| 1.5. L'acier..... | 10 |
| 1.4.2.1. Les différents types d'aciers sont..... | 10 |
| 1.4.2.2. Contrainte de calcul d'aciers..... | 11 |
| 1.4.2.3. Module d'élasticité longitudinal..... | 11 |
| 1.4.3. Les notions de calcul..... | 11 |
| 1.4.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites..... | 12 |
| 1.4.4.1. Etat limite ultime..... | 12 |
| 1.4.4.2. Etat limite de service..... | 12 |
| 1.4.4.3. Cas sismique..... | 12 |
| 2.4. Conclusion | 12 |
| CHAPITRE 02 :PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET DESCENTE DE CHARGES | 13 |
| 2.1. Introduction..... | 14 |
| 2.2. Pré dimensionnement des poteaux..... | 14 |
| 2.2.2. Pré dimensionnement des poutres..... | 17 |
| 2.2.2.1. Définition..... | 17 |
| 2.2.2.2. Pré dimensionnement..... | 17 |
| 2.2.3. Pré dimensionnement des planchers..... | 19 |
| 2.2.4. Pré dimensionnement des voiles..... | 20 |
| 2.3. Descente de charges..... | 20 |

| | |
|--|-----------|
| 2.4.Conclusion..... | 22 |
| CHAPITRE 03 :ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES..... | 23 |
| 3.1. Introduction..... | 24 |
| 3.2. Etude des planchers..... | 24 |
| 3.2.1. Dimensionnement des poutrelles..... | 24 |
| 3.2.2. Choix de la méthode de calcul..... | 25 |
| 3.2.3. Types des poutrelles..... | 26 |
| 3.2.4. Détermination des efforts internes..... | 26 |
| 3.2.5. Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)..... | 28 |
| 3.2.6.Ferrailage de la dalle de compression..... | 37 |
| 3.3. Étude des séchoirs..... | 38 |
| 3.3.1.Les Types des séchoirs..... | 38 |
| 3.3.2. Evaluation des charges..... | 39 |
| 3.3.3.Les combinaisons d'action | 39 |
| 3.3.4.Calcul le moment et l'effort tranchant..... | 39 |
| 3.3.5.Calcul du ferrailage..... | 41 |
| 3.4. Etude des escaliers..... | 43 |
| 3.4.1. Introduction..... | 43 |
| 3.4.2. Terminologie..... | 43 |
| 3.4.3. Dimensions des escaliers..... | 44 |
| 3.4.4. Descente des charges d'escaliers..... | 45 |
| 3.4.5. Détermination des sollicitations internes..... | 46 |
| 3.4.6. Détermination du ferrailage..... | 49 |
| 3.5.Etude de la poutre brisée..... | 57 |
| 3.5.1.Pré-dimensionnement..... | 57 |
| 3.5.2.Descente des charges..... | 57 |
| 3.5.3.Calcul du ferrailage..... | 59 |
| 3.6. Calcul de l'acrotère..... | 61 |
| 3.6.1.Dimension..... | 62 |
| 3.6.2.Principe de calcul..... | 62 |
| 3.6.3.Evaluation des charges..... | 62 |
| 3.6.4.Combinaisons d'action..... | 62 |
| 3.6.5.Calcul de l'excentricité..... | 63 |
| 3.6.6.Détermination du ferrailage..... | 63 |
| 3.7. L'ascenseur..... | 65 |
| 3.7.1.Introduction..... | 65 |
| 3.7.2.Epaisseur de la dalle d'ascenseur..... | 66 |
| 3.7.3.Evaluation des charges..... | 67 |
| 3.7.4.Vérification au poinçonnement..... | 67 |
| 3.7.5.Evaluation des moments..... | 68 |
| 3.7.6.Calcul de ferrailage..... | 71 |
| CHAPITRE 04 :ETUDE DYNAMIQUE..... | 75 |
| 4.1.Introduction..... | 76 |
| 4.2.Méthode de calcul..... | 76 |

| | |
|--|-----------|
| 4.2.1.Méthode statique équivalente..... | 76 |
| 4.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale..... | 76 |
| 4.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme..... | 76 |
| 4.3.Modélisation de la structure étudiée..... | 76 |
| 4.3.1.Description du logiciel SAP 2000..... | 77 |
| 4.3.2.Modélisation des éléments structuraux..... | 77 |
| 4.3.3.Modélisation de la masse..... | 77 |
| 4.4.Disposition des voiles..... | 78 |
| 4.5.Choix de la méthode de calcul..... | 78 |
| 4.5.1.Méthode statique équivalente..... | 79 |
| 4.5.1.1. Détermination des coefficients..... | 79 |
| 4.5.1.2. Vérification du coefficient de comportement R..... | 82 |
| 4.5.1.3. Détermination de la force sismique de chaque niveau..... | 83 |
| 4.5.2. Méthode modale spectrale et vérification du calcul dynamique..... | 84 |
| 4.5.2.1.Période et participation massique..... | 84 |
| 4.5.2.2.Spectre de réponse de calcul..... | 85 |
| 4.5.2.3.Vérification de la résultante des forces sismiques..... | 85 |
| 4.5.2.4. Justification vis a vis des déformations..... | 86 |
| 4.5.2.5. justification vis a vis de l'effet P- Δ | 87 |
| 4.6.Conclusion..... | 89 |
| CHAPITRE 05 :Etude DES ELEMENTS STRUCTURAUX..... | 90 |
| 5.1. Introduction..... | 91 |
| 5.2.Les poteaux..... | 91 |
| 5.2.1. Les combinaisons de calcul..... | 91 |
| 5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales..... | 91 |
| 5.2.3.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes..... | 92 |
| 5.2.4.Calcul de ferrailage..... | 93 |
| 5.2.4.1.Armatures longitudinales..... | 93 |
| 5.2.4.2.Vérification au flambement..... | 97 |
| 5.2.4.3.Calcul les longueurs de recouvrement..... | 99 |
| 5.2.4.4.Calcul des armatures transversales..... | 100 |
| 5.2.5.Schéma du ferrailage..... | 101 |
| 5.3.Les poutres..... | 102 |
| 5.3.1.Les combinaisons de calcul..... | 102 |
| 5.3.2.Les recommandations du RPA99V2003..... | 102 |
| 5.3.3.Moments fléchissant et efforts tranchants..... | 103 |
| 5.3.4.Calcul de ferrailage..... | 103 |
| 5.3.5.Vérification des contraintes tangentielle..... | 106 |
| 5.3.6. Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement..... | 108 |
| 5.3.7.Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires..... | 109 |
| 5.3.8.Vérification de la flèche : D'après (C.B.A.93)..... | 109 |
| 5.3.9.Vérification des zones nodales..... | 110 |
| 5.4.Les voiles..... | 114 |

| | |
|--|------------|
| 5.4.1.Introduction..... | 114 |
| 5.4.2.Combinaisons des charges..... | 115 |
| 5.4.3.Les recommandations du RPA99V2003..... | 115 |
| 5.4.4.Disposition des voiles..... | 116 |
| 5.4.5.Calcul des armatures..... | 117 |
| 5.4.5.1.Armatures verticales..... | 117 |
| 5.4.5.2.Armatures horizontales..... | 122 |
| 5.4.6.Schéma du ferrailage..... | 125 |
| 5.5.Conclusion..... | 126 |
| CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE..... | 127 |
| 6.1.Introduction..... | 128 |
| 6.2.Choix du type des fondations..... | 128 |
| 6.3.Combinaisons d'actions à considérer..... | 128 |
| 6.4.Etudes des semelles filantes..... | 128 |
| 6.4.1.Pré dimensionnement des semelles filantes..... | 129 |
| 4.5. Radier général..... | 130 |
| 4.5.1. Vérification du radier général..... | 130 |
| 4.5.2. Pré dimensionnement..... | 130 |
| 4.5.3. modélisation du radier..... | 131 |
| 4.5.4. Vérification de la contrainte du sol..... | 132 |
| 4.5.5. Les différentes sollicitations..... | 133 |
| 4.5.6. Calcul de ferrailage..... | 134 |
| 4.5.6.1.ferrailage de la dalle..... | 134 |
| 4.5.6.2.Ferrailage de la nervure..... | 138 |
| 4.6.Conclusion..... | 143 |
| Conclusion générale..... | 144 |
| REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES..... | 145 |
| ANNEXE 01..... | 147 |
| ANNEXE 02..... | 156 |
| ANNEXE 03..... | 157 |
| ANNEXE 04..... | 158 |
| ANNEXE 05..... | 159 |

Liste des figures :

| | |
|---|----|
| Figure 1.1: Dimensions en plan de la structure..... | 4 |
| Figure 1.2 : Plancher à corps creux..... | 4 |
| Figure 1.3 : Plancher à dalle pleine | 5 |
| Figure 1.4 : Brique utilisé..... | 5 |
| Figure 1.5 : Diagramme contrainte – déformation de béton..... | 8 |
| Figure 1.6 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS..... | 9 |
| Figure 1.7 : Diagramme contraintes déformations de l'acier..... | 11 |
| Figure 2.1 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité..... | 14 |
| Figure 2.2: Poutres principales..... | 18 |
| Figure 2.3: Poutres secondaires..... | 18 |
| Figure 2.4 : Coupe transversale du mur extérieur..... | 21 |
| Figure 2.5 : Coupe transversale des murs intérieurs..... | 22 |
| Figure 3.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux..... | 24 |
| Figure 3.2 : Géométrie de la poutrelle..... | 25 |
| Figure 3.3: Schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU..... | 27 |
| Figure 3.4 : Diagramme des moments fléchissants à ELU..... | 28 |
| Figure 3.5: Diagramme des efforts tranchants à ELU..... | 28 |
| Figure 3.6: Schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS..... | 28 |
| Figure 3.7: Diagramme du moment fléchissant à ELS..... | 29 |
| Figure 3.8: Diagramme des efforts tranchants à ELS..... | 29 |
| Figure 3.9: Ancrage des armatures..... | 36 |
| Figure 3.10: Type des séchoirs..... | 38 |
| Figure 3.11: Les Types des séchoirs sur le plan..... | 38 |
| Figure 3.12: Diagramme des moments fléchissants à ELU..... | 40 |
| Figure 3.13: Diagramme des efforts tranchants à ELU..... | 40 |
| Figure 3.14: Diagramme des moments fléchissants à ELS..... | 40 |
| Figure 3.15: Diagramme des efforts tranchants à ELS..... | 40 |
| Figure 3.16: Ferrailage de la dalle pleine de séchoir type 1..... | 43 |
| Figure 3.17 : Schéma d'un escalier..... | 44 |
| Figure 3.18: Schéma de 1 ^{er} volée et de la 3 ^{ème} volée à L'ELU..... | 46 |
| Figure 3.19 : Schéma de 1 ^{er} volée et de la 3 ^{ème} volée à L'ELS..... | 47 |
| Figure 3.20 : Schéma de la 2 ^{ème} volée à L'ELU..... | 49 |
| Figure 3.21 : Schéma de la 2 ^{ème} volée à L'ELS..... | 49 |
| Figure 3.22 : Schéma de ferrailage de la volée 1..... | 56 |
| Figure 3.23 : Schéma de ferrailage de la volée 2..... | 56 |
| Figure 3.24 : Schéma de ferrailage de la volée 3..... | 57 |
| Figure 3.25: Schéma de chargement des volées et des paliers transmis par les escaliers..... | 58 |
| Figure 3.26: Ancrage des armatures..... | 61 |
| Figure 3.27: Coupe transversale de l'acrotère..... | 62 |

| | |
|--|-----|
| Figure 3.28 :Section à ferrailer..... | 63 |
| Figure 3.29 : Ferrailage d'acrotère..... | 66 |
| Figure 3.30: Schéma d'un ascenseur..... | 66 |
| Figure 4.1 : Modèle 3D de la structure..... | 78 |
| Figure 4.2: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE)..... | 85 |
| Figure 5.1: Zone nodale (nœud poutre-poteaux)..... | 94 |
| Figure 5.2: Longueur de recouvrement..... | 99 |
| Figure 5.3 : Ferrailage des poteau de RDC..... | 101 |
| Figure 5.4 : Ferrailage des poutres principales et secondaires..... | 109 |
| Figure 5.5 : Répartition des moments dans les zones nodales..... | 111 |
| Figure 5.6 : Disposition des voiles..... | 117 |
| Figure 5.7: Voile soumis à la flexion..... | 118 |
| Figure 5.8 : Schéma de ferrailage du voile (Sens y-y ;L= 2,075m) pour RDC..... | 125 |
| Figure 6.1 : Semelle filante sous portique centrale..... | 128 |
| Figure 6.2 : Dimension du radier..... | 131 |
| Figure 6.3: Modélisation du radier. | 132 |
| Figure 6.4: Les sections des nervures..... | 133 |
| Figure 6.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de radie..... | 138 |
| Figure 6.6 : Schéma de ferrailage de nervure (60x140) sens x-x..... | 143 |

Liste des tableaux

| | |
|--|-----|
| Tableau 1.1 : Facteur de durée d'application des charges..... | 9 |
| Tableau 1.2 : Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers..... | 10 |
| Tableau 2.1 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux..... | 17 |
| Tableau 2.2 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres..... | 19 |
| Tableau 2.3 : Epaisseur de voile | 20 |
| Tableau 2.4 : Descente des charges (terrasse inaccessible)..... | 21 |
| Tableau 2.5 : Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C)..... | 21 |
| Tableau 2.6 : Charge permanents des murs extérieurs..... | 22 |
| Tableau 2.7: Charge permanents des murs intérieurs..... | 22 |
| Tableau 3.1 : Charges supportées par les poutrelles..... | 26 |
| Tableau 3.2: Types des poutrelles | 26 |
| Tableau 3.2 : Récapitulatif des sollicitations des poutrelles..... | 30 |
| Tableau 3.3 :ferraillage des poutrelles par SAP 2000..... | 37 |
| Tableau 3.4 : Évaluation des charges pour le séchoir..... | 39 |
| Tableau 3.5 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier..... | 45 |
| Tableau 3.6 : Evaluation des charges et des surcharges pour le paillasse..... | 46 |
| Tableau 3.7 : Combinaisons d'action..... | 46 |
| Tableau 3.8 : Les efforts internes pour les poutres palières..... | 59 |
| Tableau 3.10 : Ferraillage des poutres palières..... | 59 |
| Tableau 3.11 : Les moments dus aux charges concentrées..... | 69 |
| Tableau 3.12 : Moments isostatiques à ELU et ELS..... | 69 |
| Tableau 3.13 : Les valeurs de μ_x et μ_y | 70 |
| Tableau 3.14 : Moment fléchissant de la dalle pleine..... | 70 |
| Tableau 3.15 : Récapitulation des résultats de ferraillage..... | 72 |
| Tableau 3.16 : Les contraintes dans le béton et l'acier..... | 74 |
| Tableau 4.1: Période choisie pour le calcul du (D)..... | 81 |
| Tableau 4.2 : Pénalité en fonction des critères de qualité q..... | 81 |
| Tableau 4.3 : Poids des différents niveaux..... | 82 |
| Tableau 4.4: La force sismique de chaque niveau..... | 83 |
| Tableau 4.5: Période et masses modales de la structure..... | 84 |
| Tableau 4.6: Vérification de la résultante des forces..... | 86 |
| Tableau 4.7 : Vérifications des déplacements inter étages dans le sens -x-..... | 86 |
| Tableau 4.1 : Vérifications des déplacements inter étages dans le sens -y-..... | 87 |
| Tableau 4.9: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-)..... | 88 |
| Tableau 4.10: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-)..... | 88 |
| Tableau 5.1: vérification des poteaux sous sollicitations normales..... | 92 |
| Tableau 5.2:Vérification spécifique sous sollicitation tangentes..... | 93 |
| Tableau 5.3: La longueur de la zone nodale pour les poteaux..... | 94 |
| Tableau 5.4: Sollicitations des poteaux..... | 95 |
| Tableau 5.5: Récapitulatif de ferraillage longitudinal des poteaux..... | 97 |
| Tableau 5.6: Vérification de flambement pour les poteaux..... | 99 |
| Tableau 5.7: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.... | 100 |

| | |
|---|-----|
| Tableau 5.8: Les armatures transversales des poteaux..... | 101 |
| Tableau 5.9: Sollicitations maximales dans les poutres principales et secondaire..... | 103 |
| Tableau 5.11 : Ferrailage des poutres secondaires..... | 107 |
| Tableau 5.10: Ferrailage des poutres principales..... | 108 |
| Tableau 5.12 : Tableau d'ancrage des armatures..... | 109 |
| Tableau 5.13 : Les valeurs des flèches des poutres..... | 110 |
| Tableau 5.14 : Moments résistant dans les poteaux..... | 111 |
| Tableau 5.15 : Moments résistant dans les poutres..... | 112 |
| Tableau 5.16 : Vérification de la zone nodale..... | 112 |
| Tableau 5.17:Nouveau ferrailage des poteaux..... | 113 |
| Tableau 5.18 : Moments résistant dans les poteaux avec le nouveau ferrailage..... | 113 |
| Tableau 5.19 : Vérification de la zone nodale après changement de ferrailage..... | 114 |
| Tableau 5.20 : Sollicitations maximales des voiles..... | 118 |
| Tableau 5.21 : Ferrailage verticale des voiles (Sens x-x)..... | 121 |
| Tableau 5.22 : Ferrailage verticale des voiles (Sens y-y)..... | 122 |
| Tableau 5.23: Vérification des voiles au cisaillement..... | 123 |
| Tableau 5.24 : Ferrailage horizontale des voiles (Sens x-x)..... | 124 |
| Tableau 5.25 : Ferrailage horizontale des voiles (Sens y-y)..... | 125 |
| Tableau 6.1: Les sections des différentes semelles filantes sens y-y..... | 130 |
| Tableau 6.2.Sollicitations maximales de la dalle..... | 133 |
| Tableau 6.3.Sollicitations maximales de la nervure..... | 133 |
| Tableau 6.4 : Ferrailage de la dalle..... | 137 |
| Tableau 6.5 : Ferrailage des nervures..... | 142 |

NOTATIONS :

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vj} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible de sol

A_{st} : Section d'armature.

A_r : Armature de répartition.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

θ : Coefficient d'application.

η : Facteur de correction d'amortissement.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_y, i_x : Rayon de giration.

μ_u : Moment ultime réduite

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal.

C.V: Condition vérifiée.

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

λ : L'élanement mécanique des poteaux.

B_r : Section réduite

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service

M_t : Moment en travée

M_a : Moment en appuis

T : Effort tranchant

N: Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_T : Coefficient de période

β : Coefficient de pondération

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

L_f : Longueur de flambement.

f : Flèche admissible.

f : Flèche.

\emptyset_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

\emptyset_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

K: Coefficient de raideur du sol.

Introduction Générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté à Remchi, wilaya de Tlemcen, une zone de faible sismicité. Il comporte un RDC et 12 étages.

Le présent mémoire est articulé autour de 6 chapitres:

- Le premier chapitre consiste à donner une présentation de l'ouvrage.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux, ainsi que la descente des charges.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte l'étude dynamique de la structure, réalisée par le logiciel **SAP2000**.
- Le cinquième chapitre est réservé à la détermination du ferrailage des éléments structuraux et de l'infrastructure (poteau, poutre, voile).
- le sixième chapitre concerne la détermination du ferrailage de radier général.
- Finalement, on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE 01

PRESENTATION DU

PROJET

1.1. Introduction:

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, traction, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Ce chapitre est consacré à la présentation du bâtiment ainsi qu'aux matériaux qui le constitue.

1.2. Présentation du bâtiment:

Nous sommes chargés d'étudier un blocs R+12 en béton armé composé de:

- Un rez-de-chaussée destiné à des locaux à usage personnelle.
- 12 étages à usage d'habitation avec trois logements par niveau de type F3.

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Tlemcen considérée comme une zone de faible sismicité (zone I).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

1.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

1.3.1. Dimension en élévation :

Les dimensions en élévation du bâtiment étudié sont les suivants:

La hauteur totale du bâtiment.....**39,78m**

La hauteur du RDC.....**3,06m**

La hauteur des étages courant.....**3,06m**

1.3.2. Dimension en plan :

Le projet est une habitation en R+12 de forme irrégulière. La structure présente une forme en L, les dimensions sont mentionnées sur la figure suivante :

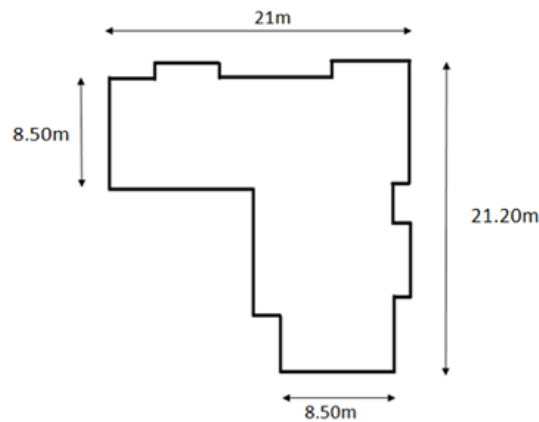


Figure 1.1: Dimensions en plan de la structure.

1.3.3. Conception de la structure :

1.3.3.1. Ossature :

Se compose de :

- Des portiques auto stable (poteau, poutre).
- Des voiles.

1.3.3.2. Plancher :

C'est une surface généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine.

a- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60-65-70cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 à 6cm (figure 1.2).

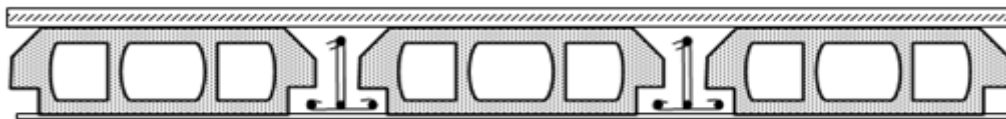


Figure 1.2 : Plancher à corps creux

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b- Plancher à dalle pleine :

Ils sont utilisés généralement dans les cas où on a des formes irrégulières et aussi pour minimiser le coût et le temps nécessaire pour la réalisation. Pour certaines zones, On a opté pour des dalles pleines comme les Balcon et la dalle d'ascenseur. La figure 1.3 présente un exemple de dalle pleine.

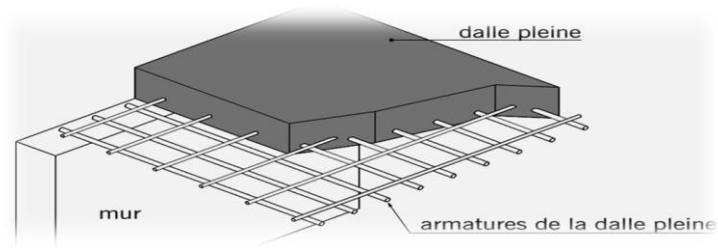


Figure 1.3 : Plancher à dalle pleine

1.3.3.3. Les escaliers :

Ils sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

1.3.3.4. La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm;10 cm) séparées par un vide de 5 cm. Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur (Figure 1.4).

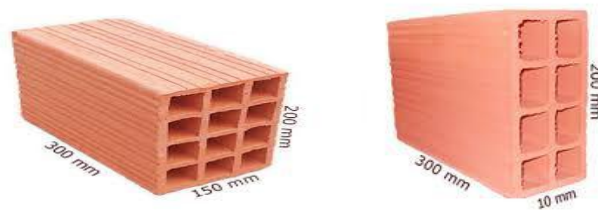


Figure 1.4 : Brique utilisé

1.3.3.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

1.3.3.6. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier, le béton reste dans notre pays un matériau économique comparativement à la charpente métallique.

1.4.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, à ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

1.4.1.1. Résistance mécanique du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm et de 32cm de hauteur, Elle est noté f_{c28} .

pour ce cas on prendra $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

La contrainte du béton à j jours est donnée par les relations suivantes:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa (j} \leq 28\text{jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40\text{MPa (j} \leq 28\text{jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj}=1,1 f_{c28} \quad \text{pour: } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA(} j > 28 \text{ jours)}$$

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 Mpa. **BAEL91** (Article A.2.1.12).

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \Leftrightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

c) Contrainte admissible de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec } b_0 : \text{ largeur de la pièce } ; d : \text{ hauteur utile.}$$

En tenant en compte des relations suivantes:

$$\tau_u = \min(0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min(0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

1.4.1.2. Déformations longitudinales du béton:

a) Module de déformation instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.21)}$$

$$\text{Pour } : f_{c28} = 25 \text{ MPA } ; \text{ donc } E_{ij} = 32164.195\text{MPA.}$$

b) Module de déformation différée:

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.22)}$$

$$\text{Pour } : f_{c28} = 25 \text{ MPA } \text{ donc } E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA.}$$

1.4.1.3. Module de déformation transversale :

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de Poisson

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

1.4.1.4. Coefficient de poisson:

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales. Il est égale à:

$\nu = 0.0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0.2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

1.4.1.5. Contraintes limites :

a. Etat limite ultime (ELU) :

En compression, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calculs dit parabole rectangle (Figure 1.5).

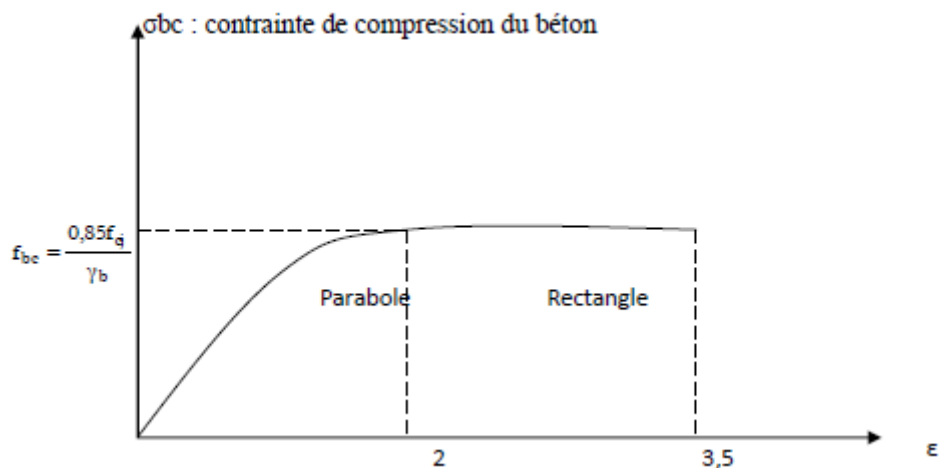


Figure1.5 : Diagramme contrainte – déformation de béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85.f_c}{\gamma_b}$$

Avec:

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas générale.

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

θ : Facteur variable en fonction durée d'application des charges donnée par le tableau 1.1.

| θ | Durée d'application |
|----------|---------------------|
| 1 | >24h |
| 0.9 | 1h ≤ durée ≤ 24h |
| 0.85 | <1h |

Tableau 1.1 : Facteur de durée d'application des charges

Le diagramme parabole rectangle (Figure I-2) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2 ‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- 3,5 ‰ : en flexion simple ou composée.

$$0 < \varepsilon_{bc} < 2 \text{ ‰} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \times \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \quad \text{tel que : } f_{bc} = f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta$$

b. Etat limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité (Figure 1.6).

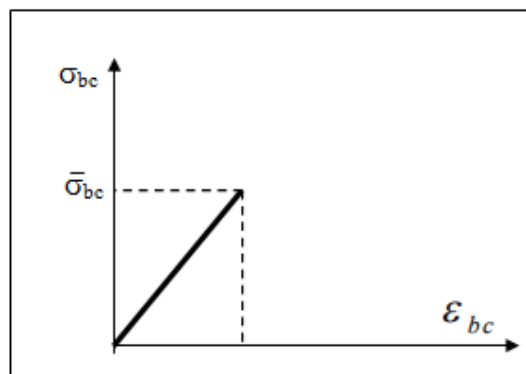


Figure 1.6 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

La contrainte limite de service en compression de béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{cj}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ on a : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

1.5.1. L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, il est nécessaire pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration.

1.4.2.1. Les différents types d'aciers :

a) Les ronds lisses (R.L):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont

négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 et 50mm.

b) Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

c) Treillis soudés:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances.

| Type | Nuance | Limite élastique Fe (MPa) |
|--|---------|---------------------------|
| Haute Adhérence | FeE400 | 400 |
| | FeE 500 | 500 |
| Ronds lisses | FeE 215 | 215 |
| | FeE 235 | 235 |
| Treillis soudés 150 x 150 mm ² avec $\Phi = 3,5$ | FeE 500 | 500 |

Tableau 1.2 : Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers.

1.4.2.2. Contrainte de calcul d'aciers :

a) Etat Limite ultime (ELU) :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité (γ_s) qui a les valeurs suivantes :

$$(\gamma_s = 1,15 \text{ Cas général}) \quad ; \quad (\gamma_s = 1,00 \text{ Cas des combinaisons accidentelles}).$$

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivantes :

$F_e = 400 \text{ MPa}$ → Pour les armatures longitudinales.

$F_e = 235 \text{ MPa}$ → Pour les armatures transversales.

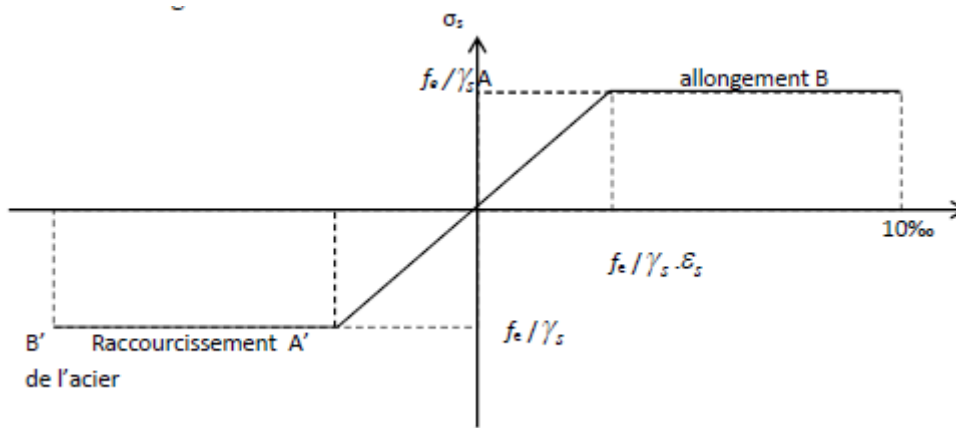


Figure 1.7 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.

b) Etat limite de service :

Les contraintes admissibles de l'acier à l'ELS, σ_{st} , sont déterminées par:

-Fissuration non (peu) préjudiciable → σ_{st} pas de limite

-Fissuration préjudiciable → $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f t 28} \right)$

-Fissuration très préjudiciable → $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f t 28} \right)$

Avec : η : Coefficient de fissuration : → $\begin{cases} n = 1 \text{ pour les RL} \\ n = 1,6 \text{ pour les HA} \end{cases}$

Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

1.4.2.3. Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

1.4.3. Les notions de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - longitudinales : on a choisi le : fe E 400 H.A
 - transversales : on a choisi le : fe E.235 R.L

1.4.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

1.4.4.1. Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G + 1.5 Q$$

où :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

1.4.4.2. Etat limite de service :

La combinaison d'action est la suivante : $G + Q$

1.4.4.3. Cas sismique :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des

déformations de calcul sont : $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

Avec : **E** : effort de séisme.

1.5. CONCLUSION:

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles , et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, Nous avons consacré ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier, ce qui facilitera nos calculs dans les chapitres à venir.

CHAPITRE 02
PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
STRUCTURAUX ET
DESCENTE DE CHARGES

2.1.INTRODUCTION :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient prédimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes:

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le prédimensionnement de tous les éléments structuraux est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et RPA 99/2003. Il fait l'objet du présent chapitre.

La descente des différents chargements permanents et d'exploitations est présentée également dans ce chapitre.

2.2. Pré dimensionnement des poteaux :

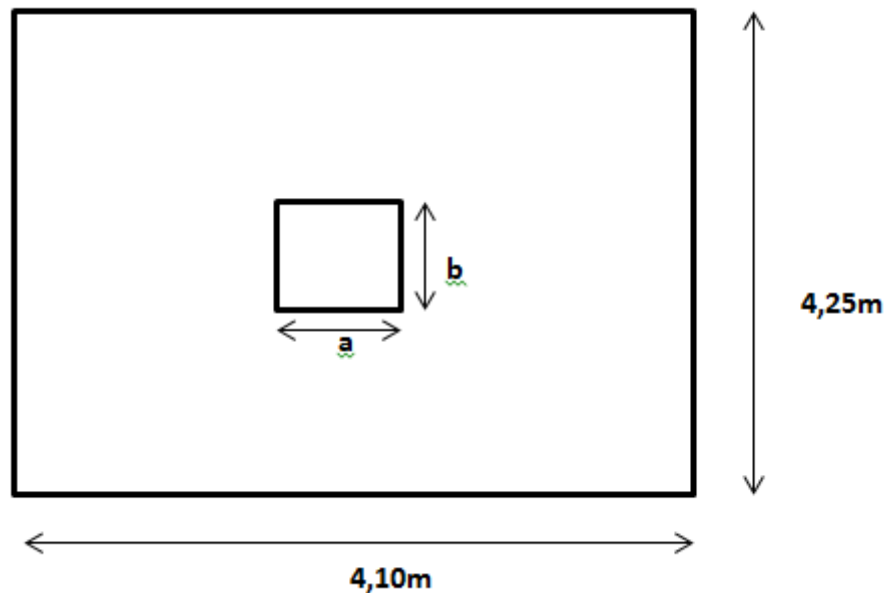


Figure2.1 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : $S = (4.25 \times 4.10) = 17.425m^2$ montrée par la figure (Voir les plans d'architectures en annexe1). On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

L'effort normal N_u supporté par ce poteau est donné par :

$$N_u = Q \times S \times n$$

Sachant que :

$$n : \text{nombre d'étage} + \text{RDC} = 13$$

S : surface supportée par le poteau le plus sollicité.

Q : Charge moyenne répartie (égale à 1 t /m²).

Donc :

$$N_u = 1 \times 17.425 \times 13 = 226.525 \text{ t}$$

$$N_u = 2.26525 \text{ MN}$$

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u doit vérifier la relation suivante:

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s}\right)}$$

Avec:

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas général)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,166 \text{ MPa}$$

Ce qui donne:

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 2.26525}{\frac{14,166}{0,9} + 0,85 \frac{400}{100 \times 1,15}} = 0,145390 \text{ m}^2 = 1453,90 \text{ cm}^2$$

On a:

$$B_r \geq (a-2)^2 \Leftrightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 2 \Leftrightarrow a \geq 40,13 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a \geq 40,13 \text{ cm}$$

Donc on prend :

$$a=b = 55 \text{ cm, un poteau de } (55 \times 55) \text{ cm}^2.$$

- **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :**

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

Le bâtiment étudié est situé en zone1, on doit vérifier donc:

$$- \text{Min} (a, b) \geq 25\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad a = 55\text{cm} \geq 25\text{cm} \quad \Leftrightarrow \text{C.V}$$

$$- \text{Min} (a, b) \geq h_e/20 \quad \Leftrightarrow \quad a = 55\text{cm} \geq h_e/20 \quad \Leftrightarrow \text{C.V}$$

$$- 1/4 \leq a/b \leq 4 \quad \Leftrightarrow \quad 1/4 \leq (a/b) = 1 \leq 4 \quad \Leftrightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification du poteau au flambement:**

Le flambement des poteaux est vérifié par les relations suivantes pour les élancements:

$$\lambda_x = L_f / i_x$$

$$\lambda_y = L_f / i_y$$

Avec:

i_x : moment de giration.

$$L_f = K \times H_0 \text{ Avec :}$$

- L_f : longueur de flambement.
- $H_0=3,5\text{m}$ (la hauteur d'étage).
- $K=0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

- **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = a.b^3/12 = 55 \times 55^3 / 12 = 762552,083 \text{ cm}^2.$$

- **Rayon de giration i_x, i_y :**

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / ab} = \sqrt{762552,083 / (55 \times 55)} = 15,88 \text{ cm.}$$

- **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x$$

$$\text{avec : } L_f = 0,7 \times L_0 \text{ (cas générale)} \quad \Rightarrow L_f = 2,142 \text{ m} = 214,2 \text{ cm.}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 13,49 < 50 \quad \Rightarrow \text{le flambement est vérifié.}$$

Les valeurs des élancements calculés pour les autres poteaux sont résumées dans le tableau suivant:

| Poteaux | N étage | S (m ²) | NU (MN) | a x b (cm ²) | L0 (m) | Lf (m) | I (cm ⁴) | I (cm ⁴) | λ | condition |
|-------------------------|---------|---------------------|---------|--------------------------|--------|--------|----------------------|----------------------|-------|-----------|
| RDC | 13 | 17,425 | 226,525 | 55X55 | 3,06 | 2,142 | 762552,08 | 15,88 | 13,49 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 12 | 17,425 | 209,1 | 55X55 | 3,06 | 2,142 | 762552,08 | 15,88 | 13,49 | C.V |
| 2 ^{eme} étage | 11 | 17,425 | 191,675 | 55X55 | 3,06 | 2,142 | 762552,08 | 15,88 | 13,49 | C.V |
| 3 ^{eme} étage | 10 | 17,425 | 174,25 | 50X50 | 3,06 | 2,142 | 520833,33 | 14,43 | 14,84 | C.V |
| 4 ^{eme} étage | 9 | 17,425 | 156,825 | 50X50 | 3,06 | 2,142 | 520833,33 | 14,43 | 14,84 | C.V |
| 5 ^{eme} étage | 8 | 17,425 | 139,4 | 50X50 | 3,06 | 2,142 | 520833,33 | 14,43 | 14,84 | C.V |
| 6 ^{eme} étage | 7 | 17,425 | 121,975 | 45X45 | 3,06 | 2,142 | 341718,75 | 12,99 | 16,49 | C.V |
| 7 ^{eme} étage | 6 | 17,425 | 104,55 | 45X45 | 3,06 | 2,142 | 341718,75 | 12,99 | 16,49 | C.V |
| 8 ^{eme} étage | 5 | 17,425 | 87,125 | 45X45 | 3,06 | 2,142 | 341718,75 | 12,99 | 16,49 | C.V |
| 9 ^{eme} étage | 4 | 17,425 | 69,7 | 40X40 | 3,06 | 2,142 | 213333,33 | 11,55 | 18,55 | C.V |
| 10 ^{eme} étage | 3 | 17,425 | 52,275 | 40X40 | 3,06 | 2,142 | 213333,33 | 11,55 | 18,55 | C.V |
| 11 ^{eme} étage | 2 | 17,425 | 34,85 | 35X35 | 3,06 | 2,142 | 125052,08 | 10,10 | 21,20 | C.V |
| 12 ^{eme} étage | 1 | 17,425 | 17,425 | 35X35 | 3,06 | 2,142 | 125052,08 | 10,10 | 21,20 | C.V |

Tableau 2.1 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux.

2.2.2. Pré dimensionnement des poutres :

2.2.2.1. Définition:

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types des poutres :

- **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles relient les poteaux et supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires (chainages) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas avoir un basculement.

2.2.2.2. Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** la hauteur h des poutres doit vérifié:

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

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

- **Les poutres principales :**

$$L = 4.40\text{m} \quad \text{Donc} \quad \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \quad \rightarrow \quad 29.33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm}$$

Alors, on prend : $h=40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.(Figure 2.2)

D'après le **R.P.A 99 v2003** on doit vérifier aussi:

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$

- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$

- $h/b < 4.0 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4 \Rightarrow \text{C.V}$

• **Les poutres secondaires :**

$$L = 4.30 \text{ m} \quad \text{Donc } \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \quad \rightarrow \quad 28.66\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm}$$

Alors, on prend : $h=40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$. (Figure 2.3).

On vérifie aussi les conditions de **R.P.A 99 v2003**:

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$

- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$

- $h/b < 4,0 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4 \Rightarrow \text{C.V}$

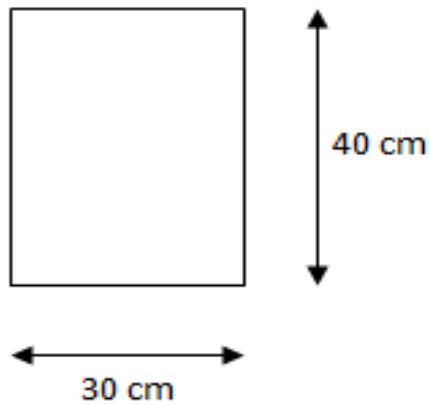


Figure2.2:Poutres principales

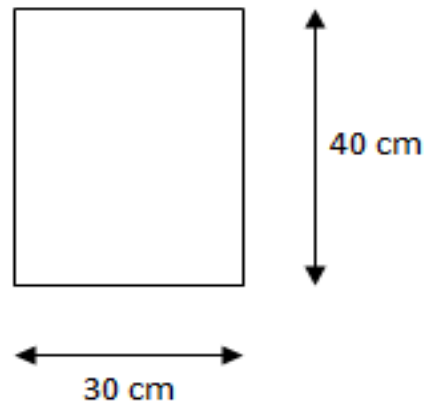


Figure2.3: Poutres secondaires

Les dimensions de l'ensemble des poteaux ainsi que celles des poutres principales et secondaires du bâtiment sont données par le tableau 2.2.

| Niveau | Poteau (cm ²) | Poutre principale (cm ²) | Poutre secondaire (cm ²) |
|-------------------------|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| RDC | 55 X 55 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 1 ^{er} étage | 55 X 55 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 2 ^{eme} étage | 55 X 55 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 3 ^{eme} étage | 50 X 50 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 4 ^{eme} étage | 50 X 50 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 5 ^{eme} étage | 50 X 50 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 6 ^{eme} étage | 45 X 45 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 7 ^{eme} étage | 45 X 45 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 8 ^{eme} étage | 45 X 45 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 9 ^{eme} étage | 40 X 40 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 10 ^{eme} étage | 40 X 40 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 11 ^{eme} étage | 35 X 35 | 30 X 40 | 30 X 40 |
| 12 ^{eme} étage | 35 X 35 | 30 X 40 | 30 X 40 |

Tableau2.2 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres

2.2.3. Pré dimensionnement des planchers :

On a adopté des planchers à corps creux dont l'épaisseur est estimée selon la condition de flèche admissible du *BAEL91* :

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec:

L : la plus grande portée entre axe des poutres secondaires (chaînages).

ht : l'épaisseur de plancher.

On a donc:

$$ht \geq \frac{430}{22,5} \Rightarrow ht \geq 19,11\text{cm}$$

On prend un plancher (16+5) cm avec : 16cm pour les corps creux et 5cm pour la dalle de compression.

Pour les dalles pleines :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$Lx/35 \leq h \leq Lx/30 \rightarrow$ Pour une dalle sur deux appuis. Avec $p < 0,4$ (CBA93).

$$330/35 \leq h \leq 330/30 \rightarrow 9,43 \leq h \leq 11$$

Pour les dalles pleines, on les utilise pour les balcons : $h = 15$ cm.

2.2.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimal est de 15 cm .De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité données par le **R.P.A 99 v 2003** (article 7.7.1):

$$L \geq 4a$$

$$a \geq h_e/20$$

Avec :

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile (**a** min = 15 cm).

h_e : hauteur libre d'étage.

On a pour le RDC et les étages:

$$h_e = 3,06\text{m} \Rightarrow a \geq \frac{3,06}{20} = 0,153\text{m}.$$

On considère donc des voiles avec une épaisseur de 20cm (Tableau 2.3).

| Niveau | épaisseur des voiles a(cm) |
|---|----------------------------|
| RDC+1 ^{er} 12 ^{eme} étage | 20 |

Tableau2.3 : Epaisseur de voile

2.3. Descente de charge:

L'objectif de calcul de la descente des charges et de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Les charges qui sont définies par le D.T.R sont les suivantes :

- G : la charge permanente qui représente le poids mort.
- Q : la charge d'exploitation ou la surcharge.

On présente par les tableaux suivants les charges et surcharges pour la terrasse inaccessible, plancher étage courant.

| Désignation | Epaisseurs (m) | Poids volumique (KN /m3) | Poids (KN/m ²) |
|------------------------|----------------|--------------------------|----------------------------|
| Protection gravillon | 0,04 | 17 | 0,68 |
| Etanchéité multicouche | 0,02 | 6 | 0,12 |
| Forme de pente | 0,1 | 22 | 2,20 |
| Isolation thermique | 0.04 | 4 | 0,16 |
| Plancher corps creux | 0.16+0.05 | - | 3,20 |
| Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0,20 |

Tableau 2.4 : Descente des charges (terrasse inaccessible)

Dans ce cas on a:

- charge permanente (poids propre) → **G = 6,56 KN/m²**
- surcharge d'exploitation → **Q = 1 KN/m²**

| Désignation | Epaisseurs (m) | Poids volumique (KN /m3) | Poids (KN/m ²) |
|-------------------------|----------------|--------------------------|----------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| sable fin | 0,02 | 17,5 | 0,35 |
| Plancher à corps creux | 0,16+0,05 | - | 3,20 |
| Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| Cloisons | 0,10 | - | 1 |

Tableau 2.5 : Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C)

Les charges sont les suivantes:

- charge permanente (poids propre) → **G=5,59 KN/m²**
- surcharge d'exploitation → **Q=1,50 KN/m²**

Les Murs extérieurs sont en double paroi comme le montre la Figure 2.4. La charge donnée par ces murs est donnée par le tableau 2.6. Où $G=3,05 \text{ KN/m}^2$.

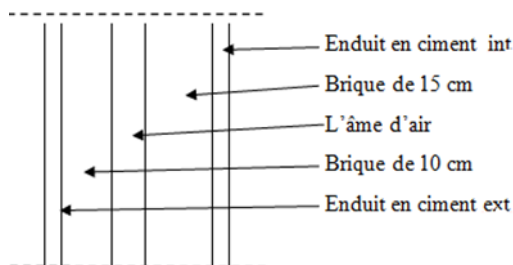


Figure 2.4 : Coupe transversale du mur extérieur

| Désignation | Epaisseurs (m) | Poids volumique (KN /m3) | Poids (KN/m ²) |
|----------------------------|----------------|--------------------------|----------------------------|
| Enduit extérieur en ciment | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Brique creuse | 0.15 | 9 | 1.35 |
| Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.90 |
| Enduit intérieur en plâtre | 0.02 | 20 | 0.40 |

Tableau 2.6 : Charge permanents des murs extérieurs

Murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de 10 cm. Comme le montre la figure 2.5. la charge due à ce murs est estimée dans le tableau 2.7 elle est de 1,26 KN/m².

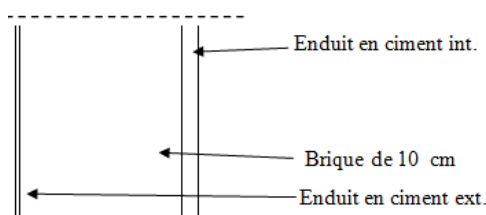


Figure 2.5 : Coupe transversale des murs intérieurs

| Désignation | Epaisseurs (m) | Poids volumique (KN /m3) | Poids (KN/m ²) |
|------------------|----------------|--------------------------|----------------------------|
| Enduit en plâtre | 0,02 | 9 | 0,18 |
| Brique creuse | 0,10 | 9 | 0,90 |
| Enduit en plâtre | 0,02 | 9 | 0,18 |

Tableau 2.7: Charge permanents des murs intérieurs.

2.4. Conclusion :

- Le pré dimensionnement des éléments à consister en l'estimation des différentes sections des éléments à adopter conformément aux règlements, ainsi au terme de ce chapitre, les sections adoptées sont les suivantes :
- Les sections des poteaux :
RDC , 1^{ère} et 2^{ème} étage : (55×55) cm².
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage : (50×50) cm².
6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage : (45×45) cm².
9^{ème} et 10^{ème} étage : (40×40) cm².
11^{ème} et 12^{ème} étage : (35×35) cm².
- Les voiles : l'épaisseur adoptée pour tous les voiles de notre structure est de 20 cm.
- Les poutre principale : de section (30×40) cm².
- Les poutres secondaire : de section (30×40)cm².

CHAPITRE 03 :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

3.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaires. Ces éléments ne contribuent pas directement au contreventement, donc leur étude est indépendante de l'action sismique.

3.2. Etude des planchers :

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Comme il a été mentionné avant on a opté pour des planchers de type corps creux 16+4 (voir figure 3.1).

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

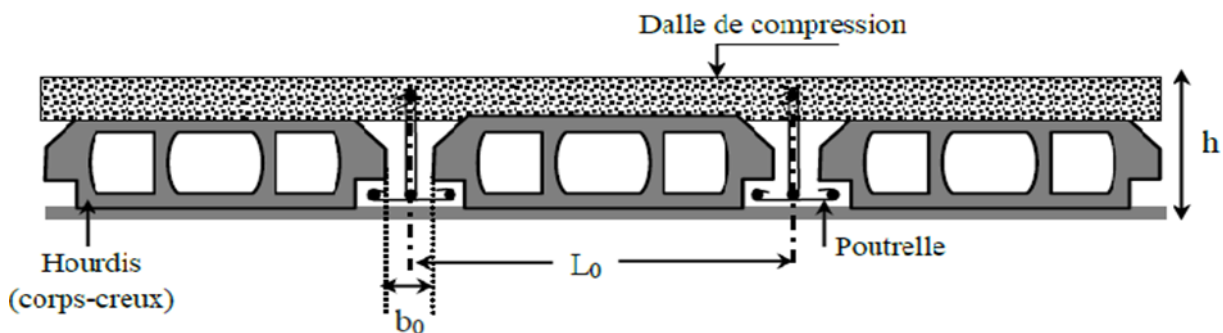


Figure 3.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

3.2.1. Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments horizontaux de la structure, fabriqué en béton armé qui ont le rôle de supporter les charges verticales. Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction. La géométrie des poutrelles est déterminée comme suit:

h_t : C'est la hauteur totale de la poutrelle est égale à la hauteur du plancher $\rightarrow h_t=16+4=20$ cm

h_0 : Hauteur de la table de la section en T c'est la hauteur de la dalle de compression \rightarrow
 $h_0=5$ cm

b_0 : la largeur de l'âme de la poutrelle. Elle se calcule par la relation:

$b_0 \geq [0,3 h_t; 0,4 h_t]$ avec $h_t = 20$ cm donc $b_0 \geq [6; 8] \Rightarrow$ on adopte : **$b_0 = 10$ cm**

b : la largeur de la table de compression, Selon les règles B.A.E.L91 la largeur de la dalle de compression ' b ' est déterminé comme suit:

$$b = 2b_1 + b_0$$

avec:

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm} \leq 400 \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = 43 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Où:

$L = 4.30\text{m}$ c'est la distance maximale entre axe des poutres secondaires.

$L_1 = 65 \text{ cm}$ c'est la dimension de l'hourdis

Donc: $b_1 = 27,5\text{cm}$. et par conséquent $b = 2(27,5) + 10 = 65\text{cm}$

La géométrie de la poutrelle est montrée par la figure 3.2.

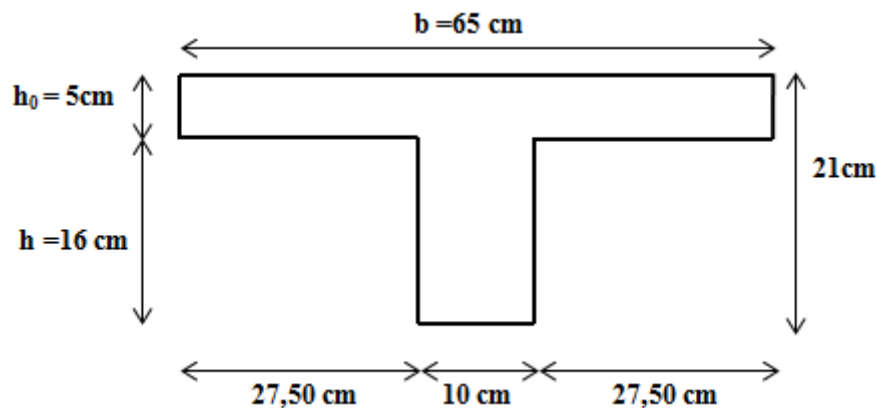


Figure 3.2 : Géométrie de la poutrelle

3.2.2. Choix de la méthode de calcul :

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

On adopte pour le calcul la méthode des trois moments ainsi que logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants. Les charges supportées par les poutrelles sont données par le tableau 3.1.

| niveau | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | b(m) | Combinaison d'action (KN/m) | |
|-----------------------|---------------------------|---------------------------|------|-----------------------------|--------------------|
| | | | | ELU qu=(1.35G+1.5Q)b | ELS qs = (G+Q)b |
| Terrasse inaccessible | 6.56 | 1 | 0.65 | 6,7314 | 4,914 |
| Etage courant+RDC | 5.59 | 1.5 | 0.65 | 6,3677 | 4,6085 |

Tableau .3.1 : Charges supportées par les poutrelles

3.2.3. Types des poutrelles :

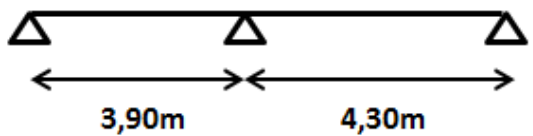
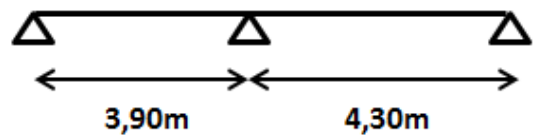
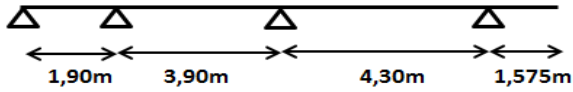
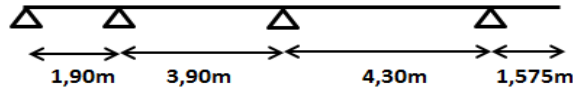
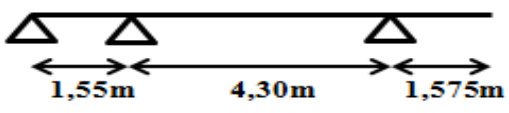
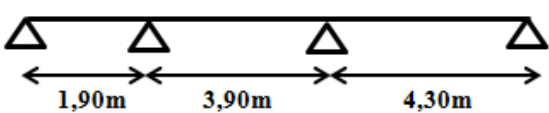
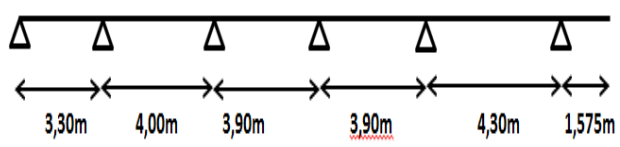
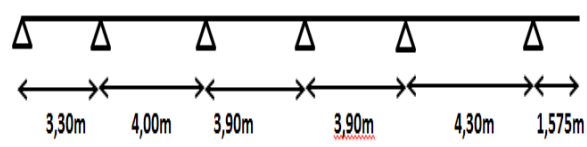
| Etage courant+RDC qu = 6,7314 KN/m qs = 4,914 KN/m | Terrasse inaccessible qu = 6,3677 KN/m qs =4,6085 KN/m |
|---|--|
|  <p style="text-align: center;">Type 1</p> |  <p style="text-align: center;">Type 5</p> |
|  <p style="text-align: center;">Type 2</p> |  <p style="text-align: center;">Type 6</p> |
|  <p style="text-align: center;">Type 3</p> |  <p style="text-align: center;">Type 7</p> |
|  <p style="text-align: center;">Type 4</p> |  <p style="text-align: center;">Type 8</p> |

Tableau 3.2: Types des poutrelles

3.2.4. Détermination des efforts internes :

Nous avons huit types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 01 par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

- **ELU : (Etage + RDC) :**

$$M_0 \cdot L_1 + 2 \cdot M_1 (L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 + 6A_1 = 0$$

$$q_u = 6.3677 \text{ KN/m}$$

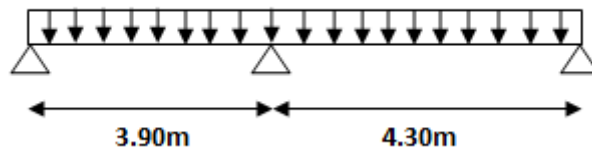


Figure 3.3: Schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU

$$2(3.90+4) M_1 + 6A_1 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 16.40M_1 = -6A_1 \quad ; \quad A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$\text{Travée 0-1: } \sum M/1 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 3.90R_0 = \frac{6.3677(3.9)^2}{8} \left(\frac{2}{3}\right)(3.9)\left(\frac{3.90}{2}\right) \quad \Leftrightarrow R_0 = 15.74 \text{ KN} = R_{1g}$$

$$\text{Travée 1-2: } \sum M/1 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 4.30R_2 = \frac{6.3677(4.3)^2}{8} \left(\frac{2}{3}\right)(4.3)\left(\frac{4.30}{2}\right) \quad \Leftrightarrow R_2 = 21.09 \text{ KN} = R_{1d}$$

$$16.40 M_1 = -(36.83)6 = -220.98 \quad \Leftrightarrow \quad M_1 = -13.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 0-1: } \sum M/0 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 3.90R_{1g} - 6.3677(3.9)\left(\frac{3.90}{2}\right) - 13.47 = 0$$

$$\Leftrightarrow R_{1g} = 15.87 \text{ KN} \quad ; \quad R_0 = 8.96 \text{ KN}$$

$$T(x) = 8.96 - 6.3677x \quad \Leftrightarrow \quad T(0) = 8.96 \text{ KN} \quad ; \quad T(3.9) = -15.87 \text{ KN}$$

$$M(x) = 8.96x - 6.3677\frac{x^2}{2} \quad \Leftrightarrow \quad M(0) = 0 \quad ; \quad M(3.9) = -13.48 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad x = 1.407 \quad \Leftrightarrow \quad M(1.40) = 6.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 1-2: } \sum M/0 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 4.30R_2 + 13.47 - 6.3677(4.3)\left(\frac{4.30}{2}\right) = 0$$

$$\Leftrightarrow R_2 = 10.56 \text{ KN} \quad ; \quad R_{1d} = 16.82 \text{ KN}$$

$$T(x) = 16.82 - 6.3677x \quad \Leftrightarrow \quad T(0) = 16.82 \text{ KN} \quad ; \quad T(4.3) = -10.56 \text{ KN}$$

$$M(x) = -13.47 + 16.82x - 6.3677\frac{x^2}{2} \quad \Leftrightarrow \quad M(0) = -10.56 \text{ KN.m} \quad ; \quad M(4.3) = 0$$

$$T(x) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad x = 2.64 \quad \Leftrightarrow \quad M_{\text{max}} = M(2.64) = 8.74 \text{ KN.m}$$

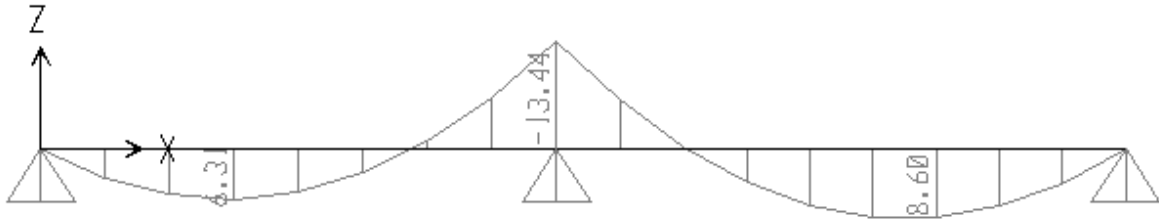


Figure 3.4 : Diagramme des moments fléchissant à ELU pour Type 1

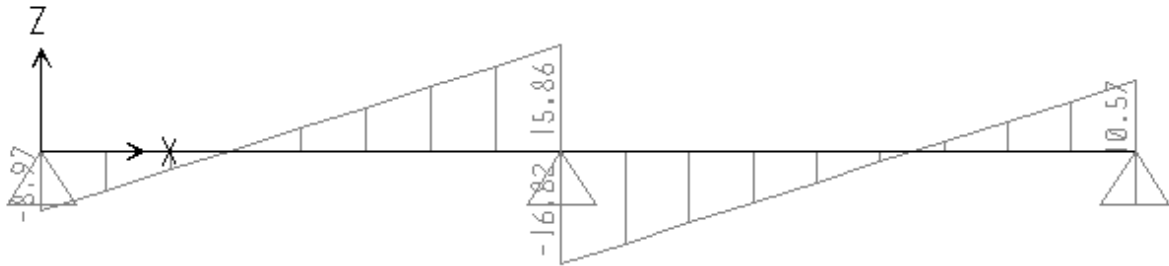


Figure 3.5: Diagramme des efforts tranchants à ELU pour Type 1

- **ELS : (etage + RDC) :**

$$q_u = 4.6085 \text{ KN/m}$$

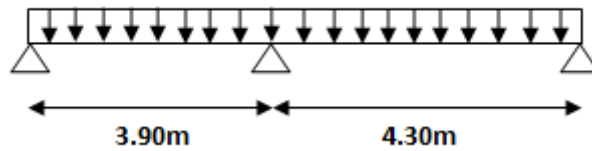


Figure 3.6: Schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS

$$2(3.90+4) M_1 + 6A_1 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 16.40M_1 = -6A_1 \quad ; \quad A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$\text{Travée 0-1 : } \sum M/1 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 3.90R_0 = \frac{4.6085(3.9)^2}{8} \left(\frac{2}{3}\right)(3.9)\left(\frac{3.90}{2}\right) \quad \Leftrightarrow R_0 = 11.39 \text{ KN} = R_{1g}$$

$$\text{Travée 1-2 : } \sum M/1 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 4.30R_2 = \frac{4.6085(4.3)^2}{8} \left(\frac{2}{3}\right)(4.3)\left(\frac{4.30}{2}\right) \quad \Leftrightarrow R_2 = 15.27 \text{ KN} = R_{1d}$$

$$16.40 M_1 = -(11.39 + 15.27)6 = -159.96 \quad \Leftrightarrow \quad M_1 = -9.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 0-1 : } \sum M/0 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 3.90R_{1g} - 4.6085(3.9)\left(\frac{3.90}{2}\right) - 9.75 = 0$$

$$\Leftrightarrow R_{1g} = 11.49 \text{ KN} \quad ; \quad R_0 = 6.48 \text{ KN}$$

$$T(x)=6.48-4.6085x \quad \Leftrightarrow \quad T(0)=6.02 \text{ KN} \quad ; \quad T(3.9)= -11.49 \text{ KN}$$

$$M(x)=6.48x-4.6085\frac{x^2}{2} \quad \Leftrightarrow \quad M(0)=0 \quad ; \quad M(3.9)= -9.78 \text{ KN.m}$$

$$T(x)=0 \quad \Leftrightarrow \quad x=1.41 \quad \Leftrightarrow \quad M(1.41)=4.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 1-2: } \sum M/0 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 4.30R_2 + 9.75 - 4.6085(4.3) \left(\frac{4.30}{2}\right)=0$$

$$\Leftrightarrow R_2=7.64 \text{ KN} \quad ; \quad R_{1d}=12.18 \text{ KN}$$

$$T(x)=12.18-4.6085x \quad \Leftrightarrow \quad T(0)=12.18 \text{ KN} \quad ; \quad T(4.3)= -7.64 \text{ KN}$$

$$M(x)= 12.18x-4.6085\frac{x^2}{2} -9.75 \quad \Leftrightarrow \quad M(0)= -9.75 \text{ KN.m} \quad ; \quad M(4.3)= 0$$

$$T(x)=0 \quad \Leftrightarrow \quad x=2.64 \quad \Leftrightarrow \quad M_{\text{max}}=M(2.64)=6.35 \text{ KN.m}$$

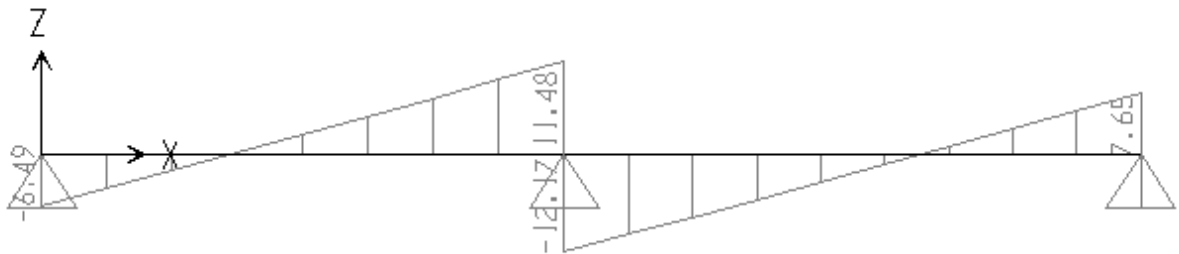


Figure 3.7: Diagramme des moments fléchissant à ELS pour Type 1

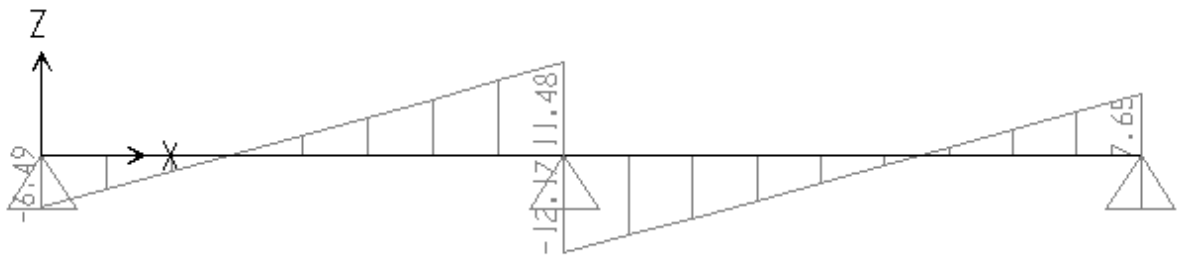


Figure 3.8: Diagramme des efforts tranchants à ELS pour Type 1

Pour les autres poutrelles des différents étages nous avons utilisé le logiciel SAP 2000:
Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les tableaux ci-après:

| Type des poutrelles | | ELU | | | ELS | | |
|-----------------------|--------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| | | M _{max ap} (KN.m) | M _{max tr} (KN.m) | T _{max} (KN) | M _{max ap} (KN.m) | M _{max tr} (KN.m) | T _{max} (KN) |
| Etage courant | Type 1 | 13,44 | 8,60 | 16,82 | 9,72 | 6,23 | 12,17 |
| | Type 2 | 10,04 | 5,68 | 14,19 | 7,27 | 4,11 | 10,27 |
| | Type 3 | 8,25 | 6,29 | 13,69 | 5,97 | 4,55 | 9,91 |
| | Type 4 | 9,59 | 5,89 | 14,08 | 6,94 | 4,26 | 10,19 |
| Terrasse inaccessible | Type 5 | 14,20 | 9,09 | 17,78 | 10,37 | 6,64 | 12,98 |
| | Type 6 | 10,62 | 6,01 | 15,00 | 7,75 | 4,39 | 10,95 |
| | Type 7 | 12,97 | 9,60 | 17,49 | 9,47 | 7,01 | 12,77 |
| | Type 8 | 10,13 | 6,22 | 14,89 | 7,40 | 4,54 | 10,87 |

Tableau.3.3 : Récapitulatif des sollicitations des poutrelles.

3.2.5. Ferraillage des poutrelles : (flexion simple) :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type «**Type1**».

Poutrelle type (1) niveau de RDC:

a) Armature longitudinale :

-ELU :

En travée :

$$M_{u \max} = 8,60 \text{ KN.m} = 0,00860 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - h_0 / 2)$$

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,04 \text{ m} ; h = 0,20 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,18 \text{ m}$$

$$f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times (0,18 - 0,02) = 0,0589 \text{ MN.m}$$

$$M_{u \max} < M_t$$

donc la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section (section Te) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu_u = \frac{M_{u \max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,00860}{0,65(0,18)^2 \cdot 14,17} = 0,0288$$

$\mu_u < \mu_R = 0.392 \quad \Leftrightarrow \quad$ simple armature.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0288)}) = 0.0365$$

$$z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0365) = 0,177\text{m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1,15 = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0.00860}{0.177(347.83)} = 1,39 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 \quad \Leftrightarrow \quad A_{st} = 1.39 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,5\% b_0 \times (h - h_0) + b \times h_0 = 0,5\%(10 * (20 - 4) + 65 \times 4) = 2.10\text{cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% b_0 \times (h - h_0) + b \times h_0 = 4\%(10(20 - 4) + 65 \times 4) = 16,8\text{cm}^2.$$

$A_{st} > A_{\min}$ donc :

$$A_{st \text{ choisie}} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2\text{T}12$$

$$A_{\min} \leq A_{st \text{ choisie}} \leq A_{\max} \quad \rightarrow \quad \text{C.V}$$

En appuis :

$$M_{u \max} = 13,44 \text{ KN.m} = 0,01344 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.01344}{0,65(0.18)^2 \cdot 14.17} = 0.045$$

$\mu_u < \mu_R = 0.392 \quad \Leftrightarrow \quad$ simple armature.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0,045)}) = 0.0578$$

$$z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0578) = 0,176\text{m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1,15 = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0.01348}{0.176(347.83)} = 2,20 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 \quad \Leftrightarrow \quad A_{st} = 2.20 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,5\% b_0 \times (h - h_0) + b \times h_0 = 0,5\%(10 * (20 - 4) + 65 \times 4) = 2.10\text{cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\%b_0 \times (h - h_0) + b \times h_0 = 4\%(10(20 - 4) + 65 \times 4) = 16,8\text{cm}^2.$$

$A_{st} > A_{\min}$ donc :

$$A_{st \text{ choisie}} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2T12$$

$$A_{\min} \leq A_{st \text{ choisie}} \leq A_{\max} \quad \rightarrow \quad \text{C.V}$$

-ELS :

En travée :

simple armature $\longrightarrow A_{sc} = 0$

$$x = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{2,26}{65} \times \sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 0,9 \times 20 \times 2,26}{15(2,26)^2}} - 1$$

$$x = 3,84 \text{ cm}$$

$x < h_0$ donc A.N dans la table :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 65 \times \frac{3,84^3}{3} + 15 \times 2,26 (18 - 3,84)^2 = 8023,97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{x.M_S}{I} = \frac{3,84 \times 10^{-2} \times 0,00623}{8023,97 \times 10^{-8}} = 2,98 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n.M_S.(x-d')}{I} = \frac{15.0.00623.(0.0384-0.02)}{8023,97 \times 10^{-8}} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n.M_S.(d-x)}{I} = \frac{15.0.00623.(0.18-0.0384)}{8023,98 \times 10^{-8}} = 164,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\rho} f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} ; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

En appuis :

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad x = 3,84 \text{ cm} \quad ; \quad I = 8023,97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{X.M_S}{I} = \frac{3,84 \cdot 10^{-2} \times 0,00972}{8023,97 \times 10^{-8}} = 4,65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Leftrightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n.M_S.(x-d')}{I} = \frac{15 \cdot 0,00972 \cdot (0,0384 - 0,02)}{8023,97 \times 10^{-8}} = 33,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n.M_S.(d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 0,00972 \cdot (0,18 - 0,0384)}{8023,97 \times 10^{-8}} = 257,30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\rho \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad ; \quad \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \quad \Leftrightarrow \quad \mathbf{C.N.V} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Augmenter les armatures tendues}$$

$$\Leftrightarrow \mathbf{2T14 = 3,08 \text{ cm}^2}$$

$$x = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{3,08}{65} \times \sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 0,9 \times 20 \times 3,08}{15(3,08)^2}} - 1$$

$$\mathbf{x = 4,40 \text{ cm}}$$

$x > h_0$ donc A.N dans la nervure :

$$b \cdot \frac{x^2}{2} - \left(\frac{b-b_0}{2}\right)(x-h_0)^2 + nA_{sc}(x-d') - nA_{st}(d-x) = 0$$

$$65 \cdot \frac{x^2}{2} - \left(\frac{65-10}{2}\right)(x-4)^2 - 15 \times 3,08(18-x) = 0$$

$$5x^2 + 253,9x - 1050,2 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (253,9)^2 - 4 \times 5 \times (-1050,2) = 85469,21$$

$$\sqrt{\Delta} = 292,35$$

$$\mathbf{x_1 = -57,65} \quad ; \quad \mathbf{x_2 = 4,41m} \quad \Leftrightarrow \quad \text{on prend } x_2.$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} - \left(\frac{b-b_0}{3}\right)(x-h_0)^3 + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = 65 \times \frac{4,41^3}{3} - \left(\frac{65-10}{3}\right)(4,41-4)^3 + 15 \times 3,08(18-4,41)^2 = 10389,59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{X.M_S}{I} = \frac{4,41.10^{-2} \times 0,00972}{10389,59 \times 10^{-8}} = 4,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n.M_S.(x-d')}{I} = \frac{15.0,00972.(0,0441-0,02)}{10389,59 \times 10^{-8}} = 33,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n.M_S.(d-x)}{I} = \frac{15.0,00972.(0,18-0,0441)}{10389,59 \times 10^{-8}} = 190,71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 / 400$$

$$A_{stmin} \geq 1,41 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée } A_{st \text{ appui}} \geq 1,41 \text{ cm}^2)$$

- **Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \text{avec } b=65 \text{ cm} ; \quad d=18 \text{ cm} ; \quad T_u=16,82 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,144 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

b) Armature transversale :

-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b_0}{10} \right) \quad \Rightarrow \quad \phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \phi_{min} ; \frac{10}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (0,57 ; 1,2 ; 1 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_{\min}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{20}{4}; 12 \times 1,2; 30\text{cm}\right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(5; 14,4; 30\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 5\text{cm}.$$

➤ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}.$$

- **Vérification au glissement:**

En appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} \leq 0$ (BAEL91 page 83; A6.1;3)

Avec : $M_u = 13,48\text{KN.m}$; $T_u = 16,82\text{KN}$

$$16,82 - \frac{13,48}{0,9 \cdot 0,18} = -66,38 \leq 0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis.

- **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{admissible}$$

-La flèche admissible :

Si $L \leq 500$ $f_{adm} = L / 500$

Si $L > 500$ $f_{adm} = 0,5 + L / 1000$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A}{b \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

$\frac{0,20}{4,30} = 0,0465 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ la condition (1) n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

$$f_{admissible} = \frac{L}{500}$$

$L = 4,30\text{m} \Rightarrow f_{admissible} = 0,0086 \text{ m}$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \cdot \left(\frac{0,20}{2} - 0,02\right)^2$$

$$I_0 = 4,55 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\varphi(2+3 \cdot \frac{b_0}{b})} \text{ Avec } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,10 \times 0,18} \Rightarrow \varphi = 0,01255 \Rightarrow \lambda_i = 3,40$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01255 \cdot \frac{400}{1,15} + 2,1} \Rightarrow \mu = 0,81$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{7,51 \cdot 10^{-3}}{32164,195 \cdot 1,33 \cdot 10^{-4}} = 1,75 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Donc } f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0,00324 \text{ m} < f_{admissible} = 0,0086 \text{ m} \rightarrow \text{C.V}$$

- **Longueur d'ancrage :**

$$\tau_s = 0,6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad (\phi_s = 1,5 \text{ acier HA})$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \cdot 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$ (RPA 99 V.2003)

On adopte un crochet à 90° $\alpha = 1,87$ et $\beta = 2,19$

$$r = 5,5\phi \text{ (Acier HA)}$$

$$r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \phi/2$$

$$L_2 = L_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r \text{ avec } L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ (R\`egle CBA93)}$$

$$L_2 = 50 - (1,87 \times 120) - (2,19 \times 66) \rightarrow L_2 = 131,06 \text{ mm}$$

$$L \geq 131,06 + 66 + 12/2 = 203,06 \text{ mm}$$

On prend : $L = 22 \text{ cm}$

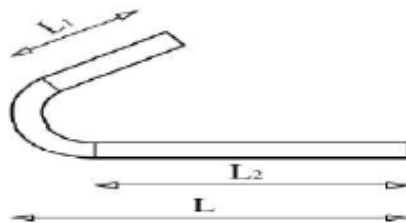


figure3.9: Ancrage des armatures

Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles par SAP 2000:

| Niveau | Type de poutrelle | Ast _{calculé} (cm ²) | | Ast _{choisie} (cm ²) | | Armatures Transversales | Espacement (cm) | |
|-----------------------|-------------------|---|----------|---|----------|-------------------------|-----------------|---------------|
| | | En travée | En appui | En travée | En appui | | Zone nodale | Zone courante |
| RDC+Etage | Type 1 | 1,471 | 2,589 | 2T12 | 2T14 | Ø6 | 5cm | 10cm |
| | Type 2 | 1,108 | 1,863 | 2T12 | 2T12 | Ø6 | 5cm | 10cm |
| | Type 3 | 1,184 | 1,477 | 2T12 | 2T12 | Ø6 | 5cm | 10cm |
| | Type 4 | 1,133 | 1,762 | 2T12 | 2T12 | Ø6 | 5cm | 10cm |
| Terrasse inaccessible | Type 5 | 1,522 | 2,731 | 2T12 | 2T14 | Ø6 | 5cm | 10cm |
| | Type 6 | 1,096 | 1,992 | 2T12 | 2T12 | Ø6 | 5cm | 10cm |
| | Type 7 | 1,60 | 2,502 | 2T12 | 2T14 | Ø6 | 5cm | 10cm |
| | Type 8 | 1,126 | 1,883 | 2T12 | 2T12 | Ø6 | 5cm | 10cm |

Tableau 3.4: Ferrailage des poutrelles par SAP 200

3.2.6. Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91(B.6.8.4.2.3), Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si } 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe}$$

$$\text{Si } L_1 \leq 50\text{cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{fe}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$).

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_P).

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (A_R).

- Pour Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_1 = \frac{4.65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On prend: } A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\text{Ø}6/\text{ml}$$

$$S_t = 100/5 = 20\text{cm}$$

- Pour Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{200}{500} = 0,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On prend: } A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\text{Ø}6/\text{ml}$$

$$S_t = 100/5 = 20\text{cm}$$

Donc on adoptera un treillis soudé de : Ø6 (200*200) mm²

3.3. Étude des séchoirs :

Les séchoirs sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Le séchoir se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre G .
- La surcharge d'exploitation Q .
- P : charge concentrée du mur = charge permanente.

On adopte une épaisseur : $h = 15$ cm.

3.3.1. Les Types des séchoir:

On a deux types de séchoirs (Figure 3. 11).

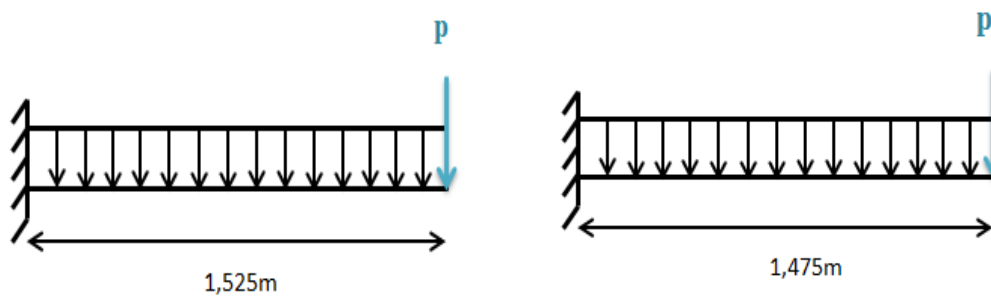


Figure 3. 10: Type des séchoirs

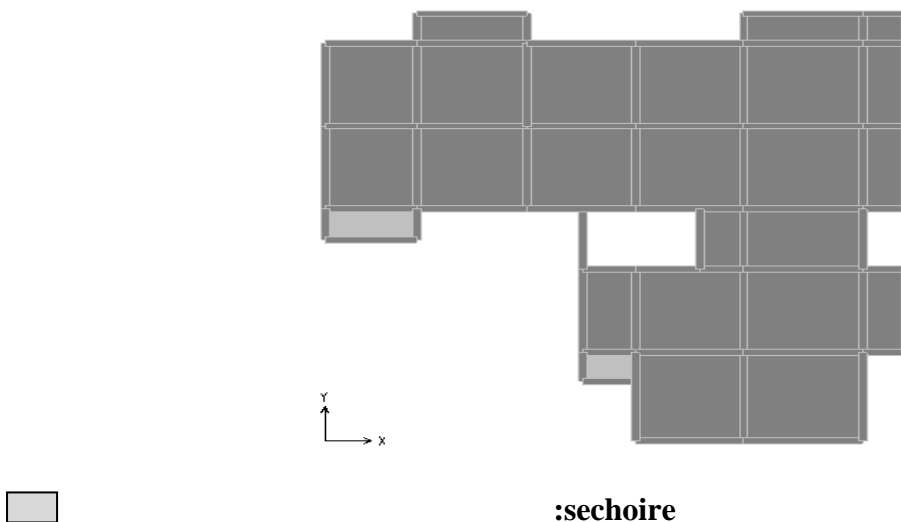


Figure 3. 11: Les Type des séchoirs sur le plan

3.3.2. Evaluation des charges :

| Désignation | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids S (KN/m ²) |
|------------------|---------------|--------------------------------------|------------------------------|
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0,40 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Dalle pleine | 0,15 | 25 | 3,75 |
| Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |

Tableau 3.5 : Évaluation des charges pour le séchoir

Les charges permanentes appliquées dans ce cas sont données par le tableau 3.3. On a:

- charge permanente (poids propre) → **G = 5,11 KN/m²**
- sur charge d'exploitation → **Q = 3,5 KN/m²**

Charge de mur au niveau du balcon **P**.

3.3.3. Les combinaisons d'action :

- **ELU :**

$$q_u = 1(1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5 = 12,1485 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1 \times 1,35G' = 1,701 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :**

$$q_s = 1(G + Q) = 5,11 + 3,5 = 8,61 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 1 \times G' = 1,26 \text{ KN/ml}$$

3.3.4. Calcul le moment et l'effort tranchant :

Le calcul se fait ci-dessous pour le séchoir du type 1.

- **ELU :** Section (1-1) : $0 < x < 1,525 \text{ m}$:

$$M(x) = -q_u \cdot x^2 / 2 - p_u \cdot x = -6,07x^2 - 1,701x \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,525) = -16,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -p_u - q_u \cdot x = -1,701 - 12,1485x \quad \begin{cases} T(0) = -1,701 \text{ KN} \\ T(1,525) = -20,23 \text{ KN} \end{cases}$$

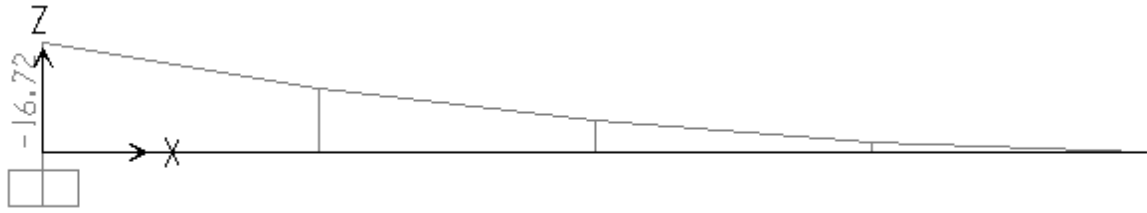


Figure 3.12: Diagramme du moment fléchissant à L'ELU



Figure 3.13: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

- **ELS:** Section (1-1) : $0 < x < 1,525m$:

$$M(x) = -q_s \cdot x^2 / 2 - p_s \cdot x = -4,305x^2 - 1,26x \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,525) = -11,93KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = -p_s - q_s \cdot x = -1,26 - 8,61x \quad \begin{cases} T(0) = -1,26 \\ T(1,525) = -14,39KN.m \end{cases}$$

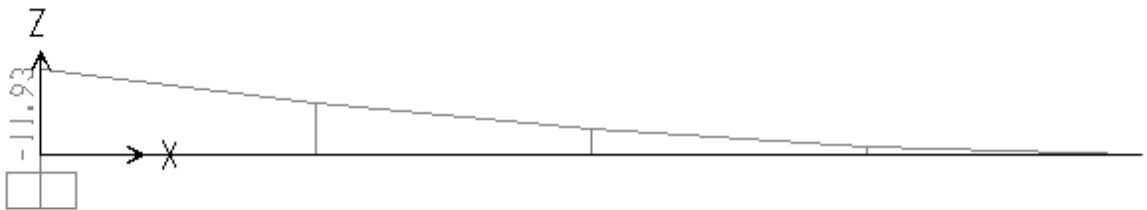


Figure 3.14: Diagramme du moment fléchissant à L'ELS



Figure 3.15: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

3.3.5. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple. On fait le calcul pour le type 1.

$$\begin{cases} h = 15\text{cm} \\ d = 0,9h = 13,5\text{cm} \\ d' = 0,1h = 1,5\text{cm} \end{cases}$$

➤ ELU :

$$M_{u \max} = 16,71 \text{KN.m} = 0,01671 \text{MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,01671}{1(0,135)^2 \cdot 14,17} = 0,0647 < \mu_R$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,0647)}) = 0,0836$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,130\text{m}$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,01671}{0,130 \cdot 400 / 1,15} = 3,70 \cdot 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{st} \geq 3,70 \text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1 / 400 = 1,63 \cdot 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{st} = 3,70 \text{cm}^2 \geq 1,63 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Section minimum du RPA :

$$A_{st \min} = 0,5\% (b \cdot h) = 7,5 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\text{T}14 = 7,70 \text{cm}^2$$

- Espacement des barres :

$$S_t \leq \min(3h ; 33) \text{cm} \text{ B.A.E.L 91 ; } h=15\text{cm} \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = (100 - 1,4 \times 5) / 5 = 18,6 \text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Armature de répartitions :

$$A_r = A_{st} / 4 = 7,70 / 4 = 1,925 \text{cm}^2$$

$$\text{Le choix est : } 3\text{T}10 = 2,36 \text{cm}^2$$

- Espacement :

$$S_t' \leq \min(4h ; 45) \text{cm}$$

$$S_t' = (152,5 - 1 \times 5) / 3 = 29,50 \text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **ELS :**

$$M_{s \max} = 8,48 \text{ KN.m} = 0,00848 \text{ MN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d-x) = 0$$

$$50x^2 + 115,5x - 1559,25 = 0$$

$$\Delta = 325190,25 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 570,256$$

$$x = 4,548 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2 = 100 \times (4,548)^3 / 3 + 15 \times 7,70 (13,5 - 4,548)^2 = 12391,7146 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{X \cdot M_S}{I} = \frac{4,548 \cdot 10^{-2} \times 0,01193}{12391,7146 \times 10^{-8}} = 4,38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_S \cdot (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,01193 \times (0,04548 - 0,015)}{12391,7146 \times 10^{-8}} = 44,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_S \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,01193 \times (0,135 - 0,04548)}{12391,7146 \times 10^{-8}} = 129,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{20,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,148 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad ; \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \min = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la nécessité d'armatures transversales :**

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL, 91), le balcon ne nécessite aucune armature transversale si :

La contrainte tangente vérifiée : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = 0,148 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \cdot f_{c28} = 0,07 \times 25 = 1,75 \text{ MPa}$$

Donc : Le séchoir ne nécessite aucune armatures transversales.

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Leftrightarrow \quad 0,15 > 0,0625 \quad \Leftrightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{7,70}{100 \cdot 13,5} = 0,00570 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Leftrightarrow \quad \text{C.V}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

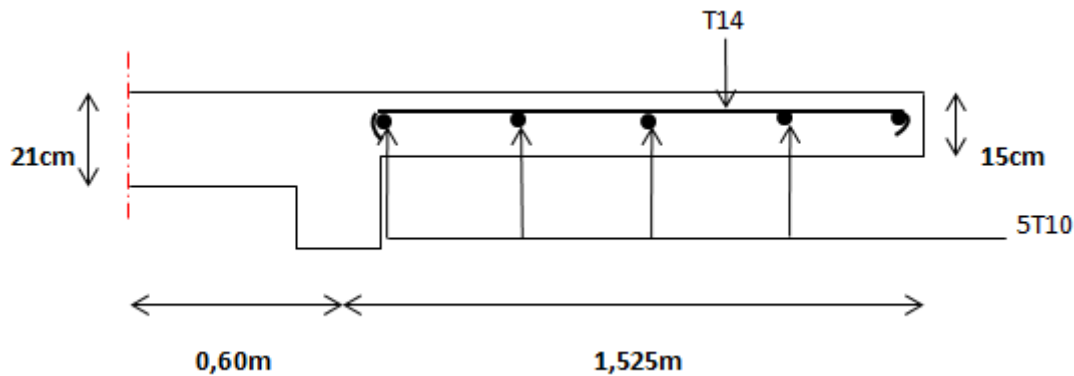


Figure 3.16: Ferrailage de la dalle pleine de séchoir type 1.

3.4. Etude des escaliers:

3.4.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble.

3.4.2. Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre des marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h".

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour. (**Figure 3.18**).

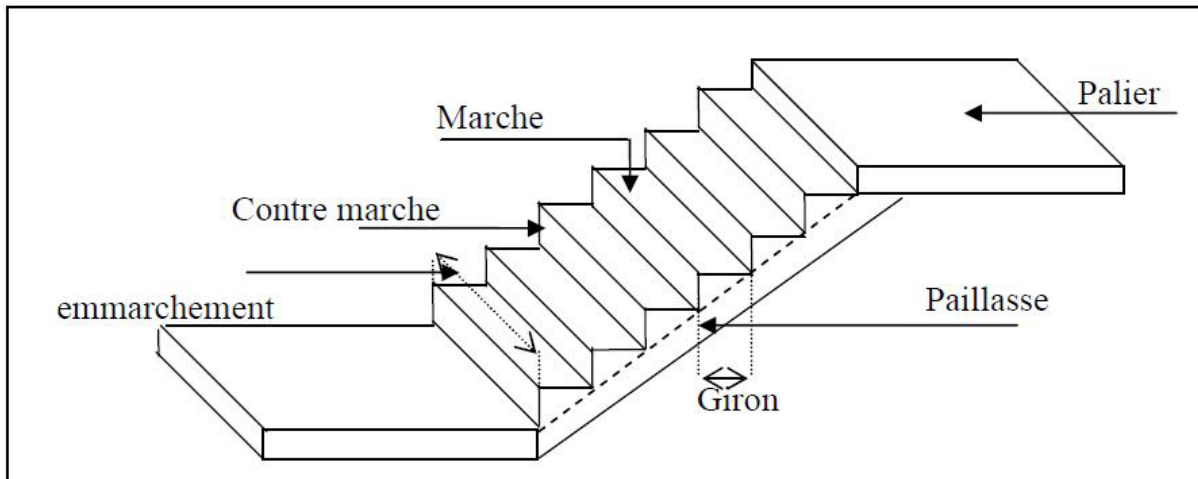


Figure 3.17 : Schéma d'un escalier

3.4.3. Dimensions des escaliers:

Les escaliers dans ce projet sont constitués de 3 volées identiques séparés par 2 paliers de repos.

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

$$H = n.h \quad \Rightarrow \quad h = H/n$$

$$L = (n-1).g \quad \Rightarrow \quad g = L/(n-1)$$

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur total de la volée.

On trouve : $h=17 \text{ cm}$; $g=30 \text{ et } 31 \text{ cm}$

$$59 \leq 2(17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$60 \leq 2(17) + 31 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 65 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ Nombre de contre marche et de marche :

$N_{\text{contre marche}} = n = H/h$; tel que : H est hauteur libre d'étage.

$$N_{\text{contre marche}} = n = 3.06/17 = 18 \text{ contre marches.}$$

$$N_{\text{contre marche/volée}} = (3.06/3) / 17 = 6 \text{ contre marches par volée.}$$

➤ La longueur de la volée :

La 1^{ère} et la 3^{ème} volée :

$$L = (6-1) \cdot 30 = 150 \text{ cm} = 1,5 \text{ m.}$$

La 2^{ème} volée :

$$L = (6-1) \cdot 31 = 155 \text{ cm} = 1,55 \text{ m.}$$

- **L'angle d'inclinaison :**

$$\tan \alpha = 102/150 = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ$$

- **Epaisseur de la pailasse (ep):**

$$L_v/30 \leq e_p \leq L_v/20$$

$$L_v = \sqrt{(150^2 + 102^2)} = 181,39 \text{ cm}$$

$$6,05 \leq e_p \leq 9,07$$

On prend : $e_p = 12 \text{ cm}$

- **Epaisseur de palier (ev):**

$$L_p/20 \leq e_v \leq L_p/15 \Rightarrow 120/20 \leq e_v \leq 120/15 \Rightarrow 6 \leq e_v \leq 8 \text{ cm}$$

On prend : $e_v = 12 \text{ cm}$

3.4.4. Descente des charges d'escaliers :

| Désignation | Epaisseurs (m) | Masse volumique (kN/m ³) | Poids (kN/m ²) |
|------------------|-------------------|---|-------------------------------|
| Poids propre | 0,12 | 25 | 3 |
| Carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 0,02 | 17,5 | 0,35 |
| Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |

Tableau 3.6 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier

- Charge permanente: $G = 4,39 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

| Désignation | Epaisseurs (m) | Masse volumique (kN/m ³) | Poids (kN/m ²) |
|----------------------------|----------------|--------------------------------------|----------------------------|
| Poids propre | 0,12 | 25/cos34.22 | 3,63 |
| P.P de contre marche | 0,17/2 | 25 | 2,125 |
| Carrelage horizontal | 0,02 | 22 | 0,44 |
| Carrelage vertical | 0,02 | 22(17/30) | 0,25 |
| Mortier de pose horizontal | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Mortier de pose vertical | 0,02 | 20(17/30) | 0,23 |
| Lit de sable | 0,02 | 17,5 | 0,35 |
| Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| Garde-corps | / | / | 0,1 |

Tableau 3.7: Evaluation des charges et des surcharges pour le paillasse

- Charge permanente: $G = 7,725 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation: $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- **Combinaisons d'action :**

| Combinaisons d'action | La paillasse (KN/m ²) | Palier (KN/m ²) |
|-----------------------|-----------------------------------|-----------------------------|
| ELU | 14,18 | 9,68 |
| ELS | 10,225 | 6,89 |

Tableau 3.8 : Combinaisons d'action

3.4.5. Détermination des sollicitations internes :

- 1^{er} volée et de la 3^{ème} volée :

- **ELU :**

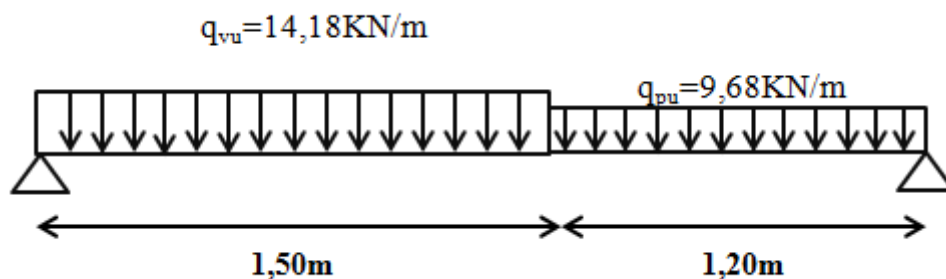


Figure 3.18: Schéma de 1^{er} volée et de la 3^{ème} volée à L'ELU

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow R_B \times 2,7 - 9,68 \times 1,2 \times 2,1 - 14,18 \times 1,5^2 / 2 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 40,3461/2,7$$

$$\Rightarrow R_B = 14,94 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 14,18 \times 1,5 - 9,68 \times 1,2 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 32,886 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 17,94 \text{ KN}$$

section : $0 \leq x \leq 1,5$:

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{vu} \cdot x^2 / 2 = 17,94x - 14,18 \cdot x^2 / 2$$

$$M(0) = 0 ; M(1,5) = 10,9575 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 17,94 - 14,18 \cdot x \Rightarrow x = 17,94 / 14,18 = 1,265 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,265) = 11,35 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_{vu} \cdot x = 17,94 - 14,18x$$

$$T(0) = 17,94 ; T(1,5) = -3,33$$

$$T_{\max} = 17,94 \text{ KN}$$

section : $1,5 \leq x \leq 2,7$:

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{vu} \cdot 1,5(x - 1,5/2) - q_{pu} (x - 1,5)^2 / 2$$

$$M(x) = 17,94 \cdot x - 14,18 \cdot 1,5(x - 1,5/2) - 9,68(x - 1,5)^2 / 2$$

$$M(1,5) = 10,9575 \text{ KN.m} ; M(2,7) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{vu} \cdot 1,5 - q_{pu}(x - 1,5) = 11,19 - 9,68x$$

$$T(1,5) = -3,33 \text{ KN} ; T(2,7) = -14,946 \text{ KN}$$

- **ELS** :

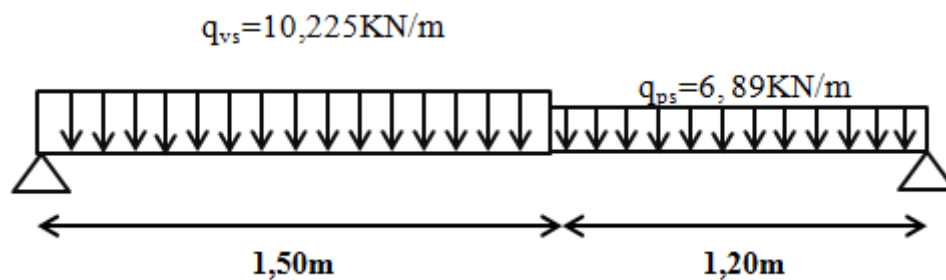


Figure 3.19 : Schéma de 1^{er} volée et de la 3^{ème} volée à L'ELS

$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow R_B \times 2,7 - 6,89 \times 1,2 \times 2,1 - 10,225 \times 1,5^2 / 2 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 28,87 / 2,7$$

$$\Rightarrow R_B = 10,69 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V=0 \Rightarrow R_A + R_B - 13,54 \times 1,5 - 9,68 \times 1,2 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 23,61 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 12,92 \text{ KN}$$

section : $0 \leq x \leq 1,5$:

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{vu} \cdot x^2 / 2 = 12,92x - 10,225 \cdot x^2 / 2$$

$$M(0) = 0 ; M(1,5) = 7,88 \text{ KN.m.}$$

$$M'(x) = 12,92 - 10,225 \cdot x \Rightarrow x = 12,92 / 10,225 = 1,26 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,26) = 8,16 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_{vu} \cdot x = 12,92 - 10,225x$$

$$T(0) = 12,92 \text{ KN} ; T(1,5) = -2,42 \text{ KN}$$

section : $1,5 \leq x \leq 2,7$:

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{vu} \cdot 1,5(x - 1,5/2) - q_{pu} (x - 1,5)^2 / 2$$

$$M(x) = 12,92 \cdot x - 10,225 \cdot 1,5(x - 1,5/2) - 6,89(x - 1,5)^2 / 2$$

$$M(1,5) = 7,88 \text{ KN.m} ; M(2,7) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{vu} \cdot 1,5 - q_{pu}(x - 1,5) = 7,9175 - 6,89x$$

$$T(1,5) = -2,4175 \text{ KN} ; T(2,7) = -10,6855 \text{ KN}$$

➤ **Pour la 2^{ème} volée :**

Pour une dalle sur un seul appui épaisseur e :

$$e \geq L_v / 20 \Rightarrow e \geq 150 / 20 \Rightarrow e \geq 7,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } e = 12 \text{ cm.}$$

- **ELU :**

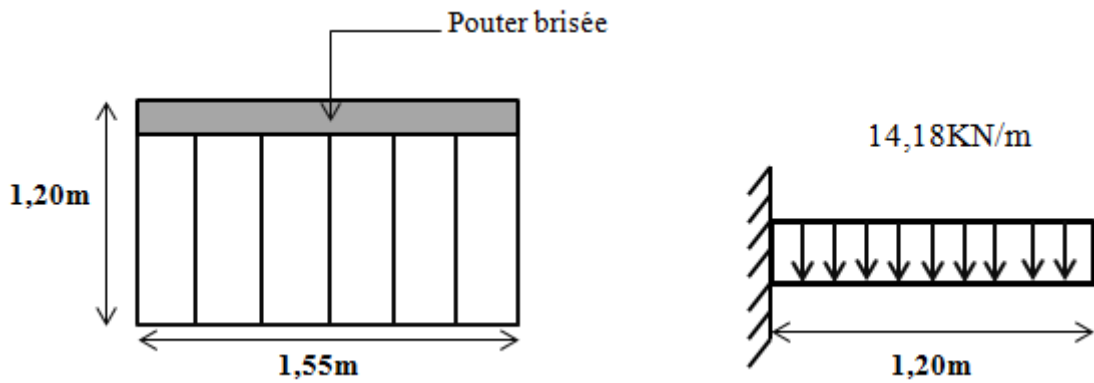


Figure 3.20 : Schéma de la 2^{ème} volée à L'ELU

$$M(x) = -q_{vu} \cdot x^2 / 2 = -14,18x^2 / 2$$

$$M(0) = 0 ; M(1,2) = -10,2096 \text{ kN/m} = M_{\max}$$

$$T(x) = 14,18x$$

$$T(0) = 0 ; T(1,2) = 17,016 \text{ kN} = T_{\max}$$

- **ELS :**

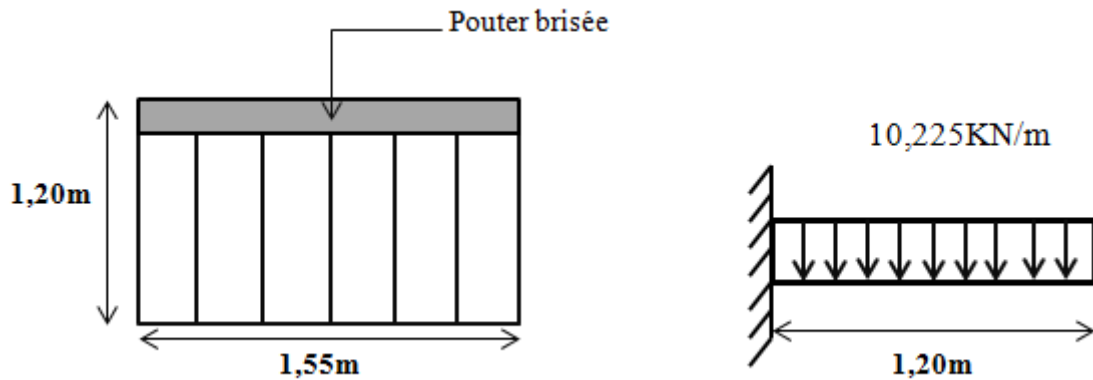


Figure 3.21 : Schéma de la 2^{ème} volée à L'ELS

$$M(x) = -q_{vu} \cdot x^2 / 2 = -10,225x^2 / 2$$

$$M(0) = 0 ; M(1,2) = -7,362 \text{ kN/m} = M_{\max}$$

$$T(x) = 10,225x$$

$$T(0) = 0 ; T(1,2) = 12,27 \text{ kN}$$

3.4.6. Détermination du ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

Donnée : $b=1\text{ml}$; $h=12\text{cm}=0,12\text{m}$; $d=0,9h=10,8\text{cm}=0,108\text{m}$

➤ **1^{er} volée et de la 3^{ème} volée :**

- **ELU :**

a) **En travée :**

$$M_{ut} = 0,85 M_{max} \quad ; \quad M_{max} = 11,35\text{KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times 11,35 \quad \Leftrightarrow \quad M_{ut} = 9,6475\text{KN.m} = 0,0096475 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,0096475}{1 \times (0,108^2) \times 14,17} = 0,0584$$

$\mu_u < \mu_R \quad \Leftrightarrow$ donc les armatures ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0565)}) = 0,07525$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,0536) = 0,1047\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,0093415}{0,1057 \cdot 400 / 1,15} = 2,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,56 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,108 \times 2,1 / 400 = 1,3041 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 2,56 \text{ cm}^2 \geq 1,3041 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Section minimum du RPA :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \cdot h) = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min(3e ; 33) \text{ cm } \mathbf{B.A.E.L 91} \quad ; \quad e = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = (100 - 6 \times 1,2) / 6 = 15,46 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc $S_t = 15,46 \text{ cm}$.

- **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st} / 4 = 1,6975 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \quad ; \quad e = 12 \text{ cm}$$

$$S_t = (100 - 3 \times 1) / 3 = 32,33 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

On prend : $S_t=32,33\text{cm}$

b) En appuis:

$$M_{ua} = 0,5.M_{max} \quad ; \quad M_{max}=11,35\text{KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,5 \times 10,99 \quad \Rightarrow \quad M_{ut}=5,675 \text{ KN.m}=0,005675 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,005675}{1 \times (0,108^2) \times 14,17} = 0,03434$$

$\mu_u < \mu_R \quad \Rightarrow \quad$ donc les armatures ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,03325)}) = 0,0437$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,0325) = 0,1061\text{m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,005495}{0,1061 \cdot 400 / 1,15} = 1,10 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,48 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{st} = 1,48 \text{ cm}^2 \geq 1,3041 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Section minimum du RPA :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \cdot h) = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min(3e ; 33) \text{ cm } \mathbf{B.A.E.L 91} \quad ; \quad e=12 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = (100 - 6 \times 1,2) / 6 = 15,46 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc } S_t = 15,46 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st} / 4 = 1,6975 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \quad ; \quad e = 12 \text{ cm}$$

$$S_t = (100 - 3 \times 1) / 3 = 32,33 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 32,33 \text{ cm}$$

- **ELS :**

a) En travée :

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d-x) = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1099,98 = 0$$

$$\Delta = 230369,4225 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 479,968$$

$$x = 3,781 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = b \frac{x^3}{2} + n \cdot A_{st}(d-x)^2 = 100 \times (3,781)^3 / 3 + 15 \times 6,79(10,8 - 3,781)^2 = 6819,546486 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{X \cdot M_S}{I} = \frac{3,781 \cdot 10^{-2} \times 0,00816 \times 0,85}{6819,546486 \times 10^{-8}} = 3,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_S \cdot (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,00816 \times 0,85(0,03781 - 0,012)}{6819,546486 \times 10^{-8}} = 46,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_S \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,00816 \times 0,85(0,108 - 0,03781)}{6819,546486 \times 10^{-8}} = 107,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

b) En appuis:

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d-x) = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1099,98 = 0$$

$$\Delta = 230369,4225 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 479,968$$

$$x = 3,781 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st}(d-x)^2 = 100 \times (3,781)^3 / 3 + 15 \times 6,79(10,8 - 3,781)^2 = 6819,546486 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{x.M_S}{I} = \frac{3,781.10^{-2} \times 0,00816 \times 0,5}{6819,546486 \times 10^{-8}} = 2,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{sc} = \frac{n.M_S.(x-d')}{I} = \frac{15 \times 0,00816 \times 0,5(0,03781 - 0,012)}{6819,546486 \times 10^{-8}} = 23,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n.M_S.(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,00816 \times 0,5(0,108 - 0,03781)}{6819,546486 \times 10^{-8}} = 62,99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{17,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,160 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad ; \text{ Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \min = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée .

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u}$$

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

$$0,38 > 0,041 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$0,38 > 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{6,79}{100.10,8} = 0,00629 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

➤ la 2^{ème} volée :

ELU :

$$M_u = M_{\max} = 10,2096 \text{ KN.m} = 0,0102096 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,0102096}{1 \times (0,108^2) \times 14,17} = 0,0617865$$

$\mu_u < \mu_R \Rightarrow$ donc les armatures ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0617865)}) = 0,079779$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,07606) = 0,1046\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,0093415}{0,1046 \cdot 400 / 1,15} = 2,81 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 2,81 \text{cm}^2$$

- **Section minimum du RPA :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\%(b \cdot h) = 6 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T12=6,79cm²

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,108 \times 2,1 / 400 = 1,3041 \cdot 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{st} = 6,79 \text{cm}^2 \geq 1,3041 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min(3e ; 33) \text{cm} \text{ B.A.E.L 91} ; e=12\text{cm} \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = (100 - 6 \times 1,2) / 6 = 15,46 \text{cm} < 33 \text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc $S_t = 15,46 \text{cm}$

- **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st} / 3 = 2,26 \text{cm}^2$$

On prend : 3T10=2,36cm².

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3e ; 45) \text{cm} ; e=12\text{cm}$$

$$S_t = (100 - 3 \times 1) / 3 = 32,33 \text{cm} < 45 \text{cm}$$

On prend : $S_t = 32,33 \text{cm}$

- **ELS :**

$$b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d - x) = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1099,98 = 0$$

$$\Delta = 230369,4225 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 479,968$$

$$x = 3,781 \text{cm}$$

- **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = b \frac{x^3}{2} + n \cdot A_{st} (d-x)^2 = 100 \times (3,781)^3 / 2 + 15 \times 6,79 (10,8 - 2,794)^2 = 6819,546486 \text{ cm}^4$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{X \cdot M_s}{I} = \frac{3,781 \cdot 10^{-2} \times 0,007362}{6819,546486 \times 10^{-8}} = 4,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,007362 \times (0,03781 - 0,012)}{6819,546486 \times 10^{-8}} = 41,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,007362 \times (0,108 - 0,03781)}{6819,546486 \times 10^{-8}} = 113,70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{16,248 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,150 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u \min = \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u \min = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u}$$

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

$$0,66 > 0,0412 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$0,66 > 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{6,79}{100 \cdot 10,8} = 0,00629 < \frac{4,2}{500} = 0,0084 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

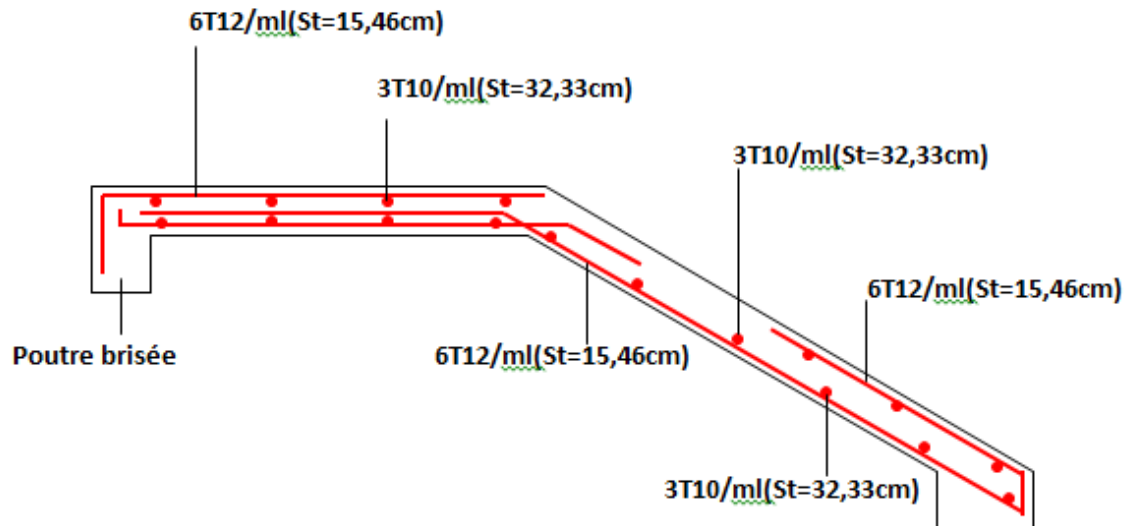


Figure 3.22 : Schéma de ferrailage de la volée 1

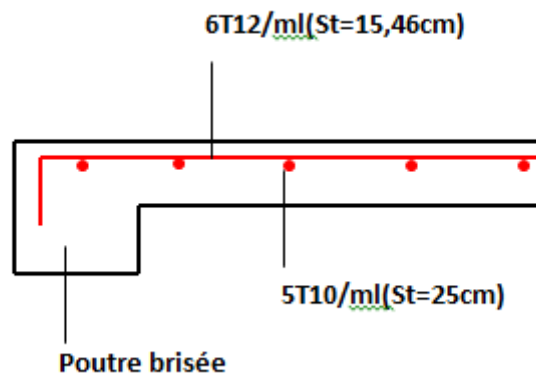


Figure 3.23 : Schéma de ferrailage de la volée 2

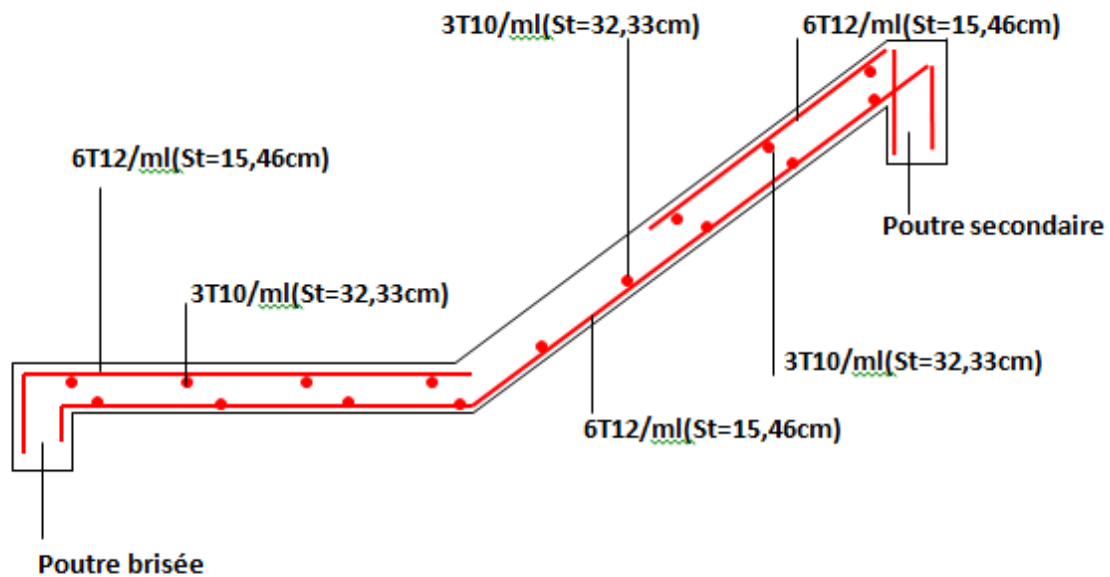


Figure 3.24 : Schéma de ferrailage de la volée 3

3.5. Etude de la poutre brisée :

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et en torsion.

3.5.1. Pré-dimensionnement :

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

- L : distance entre nu d'appui et on choisit la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

$$L=238\text{cm} \Rightarrow \frac{238}{15} \leq h \leq \frac{238}{10} \Rightarrow 15,87 \leq h \leq 23,8 \Rightarrow \text{on prend : } h=35\text{cm}$$

$$h/5 \leq b \leq h/2 \Rightarrow 35/5 \leq b \leq 35/2 \Rightarrow \text{on prend : } b=30\text{cm}$$

D'après le **R.P.A 99 v2003** :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow$ C.V

- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ C.V

- $h/b < 4,0 \Rightarrow 30/25 = 1,2 < 4 \Rightarrow$ C.V

$d=0,9.h=27\text{cm}$.

3.5.2. Descente des charges :

Charge permanente :

-Poids propre de la poutre :

G1 : poids propre de la première partie de la poutre.

G2 : poids propre de la deuxième partie de la poutre.

G3 : poids propre de la troisième partie de la poutre.

$$G1 = G3 = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{KN/ml}$$

$$G2 = 0,30 \times 0,35 \times 25 / \cos 33,35 = 3,14 \text{KN/ml}$$

-Poids de mur intérieur type 2:

$$(3,06 - 1,02 - 0,35) \times 1,71 = 2,8899 \text{KN/ml} \quad (\text{palier 1 et volé 2})$$

$$(3,06 - 2,04 - 0,35) \times 1,71 = 1,1457 \text{KN/ml} \quad (\text{palier 2})$$

-Chargement transmis par les escaliers:

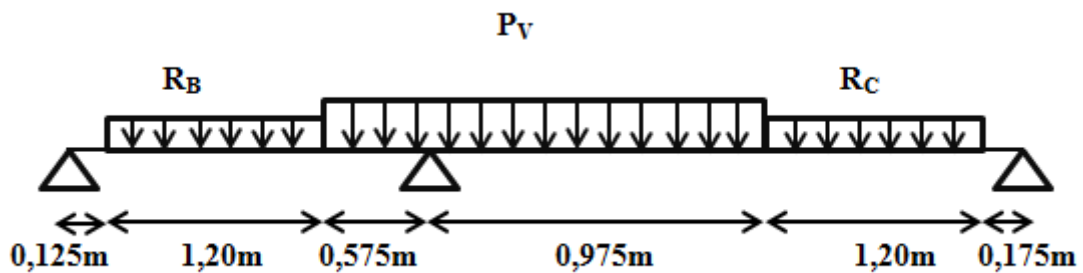


Figure 3.25 : Schéma de chargement des volées et des paliers transmis par les escaliers

R_B : réaction au point B de la première volée.

R_C : réaction au point C de la troisième volée.

P_v : réaction due à la deuxième volée.

ELU :

$$R_B = 14,94 \text{ KN}$$

$$R_C = 14,94 \text{ KN}$$

$$P_v = 17,016 \text{ KN}$$

ELS :

$$R_B = 10,69 \text{ KN}$$

$$R_C = 10,69 \text{ KN}$$

$$P_v = 12,27 \text{ KN}$$

Charge sur la poutre :

ELU :

$$qu_1 = 1,35G_1 = 1,35(2,625 + 2,8899) + 14,94/(1,20) = 19,90 \text{ KN/ml}$$

$$qu_2 = 1,35G_2 = 1,35(3,14 + 2,8899) + 17,016/(1,55) = 19,12 \text{ KN/ml}$$

$$qu_3 = 1,35G_3 = 1,35(2,625 + 1,1457) + 14,94/(1,20) = 17,54 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$qs_1 = G_1 = 2,625 + 2,8899 + 10,69/(1,20) = 14,42 \text{ KN/ml}$$

$$qs_2 = G_2 = 3,14 + 2,8899 + 12,27/(1,55) = 13,95 \text{ KN/ml}$$

$$qs_3 = G_3 = 2,625 + 1,1457 + 10,69/(1,20) = 12,68 \text{ KN/ml}$$

| ELU | | | ELS | | |
|-----------------------|-----------------------|------------|-----------------------|-----------------------|------------|
| $M_{\max \text{ ap}}$ | $M_{\max \text{ tr}}$ | T_{\max} | $M_{\max \text{ ap}}$ | $M_{\max \text{ tr}}$ | T_{\max} |
| 10,63 | 7,55 | 26,27 | 7,72 | 5,46 | 19,10 |

Tableau 3.9: Les efforts internes pour les poutres palières

3.5.3. Calcul du ferrailage :

- Armature longitudinale :

| Armature longitudinale (cm ²) | | | | Ferrailage choisie | | ELS | |
|---|-------|----------------------|-------|--------------------|-------|---------|-------|
| $A_{st \text{ calculé}}$ | | $A_{st \text{ min}}$ | | Travée | Appui | Travée | Appui |
| Travée | Appui | Travée | Appui | | | | |
| 1,44 | 1,44 | 5,25 | 5,25 | 5T12 | 5T12 | vérifie | |

Tableau 3.10 : Ferrailage des poutres palières

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d} = \frac{26,27 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,278 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad ; \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \text{ min} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

- Armature transversale :

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1; 1,2; 3\text{cm})$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm.}$$

On prend : $\phi_t = \phi_8$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_{\min}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30\text{cm}\right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(8,75; 14,4; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 8,75\text{cm.}$$

On prend : $S_t = 8\text{cm.}$

➤ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17,5\text{cm.}$$

On prend : $S_t = 15\text{cm.}$

- **Vérification au glissement:**

$$\text{En appui : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} \leq 0 \quad (\text{BAEL91 page 83; A6.1;3})$$

Avec : $M_u = 10,63\text{KN.m}$; $T_u = 26,27\text{KN}$

$$26,27 - \frac{10,63}{0,9 \times 0,315} = -61,80 \leq 0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis.

- **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{\text{admissible}}$$

-La flèche admissible :

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{\text{adm}} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{\text{adm}} = 0,5 + L / 1000$$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{0,35}{2,35} = 0,149 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{0,35}{2,35} = 0,149 \geq \frac{1}{18} \times \frac{6,562}{9,0355} = 0,0403 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{5,65/10000}{0,4.0,315} = 0,00448 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Longueur d'ancrage :**

$$\tau_s = 0,6. \phi_s^2 . f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad (\phi_s = 1,5 \text{ acier HA})$$

$$L_s = \frac{\phi_s . f_e}{4 . \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4(2,835)} = 42,33 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$ (RPA 99 V.2003)

On adopte un crochet à 90° $\alpha = 1,87$ et $\beta = 2,19$

$r = 5,5\phi$ (Acier HA)

$$r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \phi/2$$

$$L_2 = L_s - \alpha . L_1 - \beta . r \quad \text{avec } L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{Règle CBA93})$$

$$L_2 = 500 - (1,87 \times 120) - (2,19 \times 66)$$

$$L_2 = 131,06 \text{ mm}$$

$$L \geq 131,06 + 66 + 12/2 = 203,06 \text{ mm}$$

On prend : $L = 22 \text{ cm}$

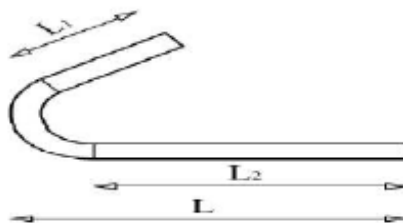


Figure3.26: Ancrage des armatures

3.6. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

1. Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

3.6.1. Dimension :

La hauteur $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $h_0 = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries dont la variation est exposé entraîné des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

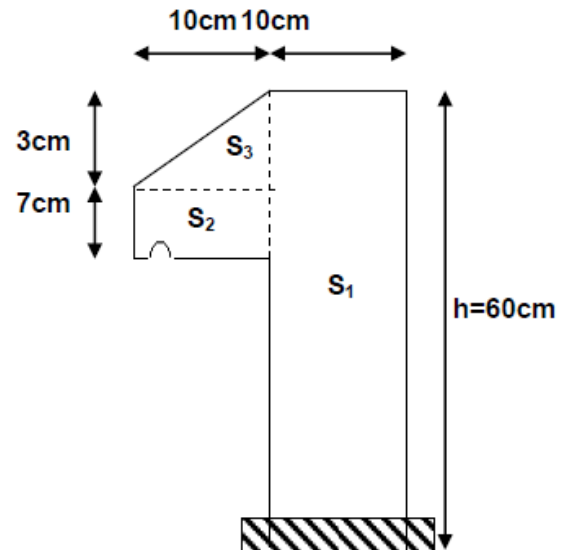


Figure 3.27: Coupe transversale de l'acrotère

3.6.2. Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

3.6.3. Evaluation des charges :

$$S = 60 \cdot 10 + 10 \cdot 3 / 2 + 7 \cdot 10 = 685 \text{ cm}^2 = 0,0685 \text{ m}^2$$

La charge permanente : $G = 0,685(25) = 1,7125 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La charge horizontale : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ (RPA Article 6.2.3)

$A = 0,10$: coefficient d'accélération de zone (zone I).

$C_p = 0,80$: facteur de force horizontale (élément en console).

$W_p = 1,7125 \text{ KN/ml}$: poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,548$$

3.6.4. Combinaisons d'action :

- ELU :

$$M_u = 1.35 M_g + 1.5 M_q = 1.5 M_q = 1.5 Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$M_s = M_g + M_q = M_q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

3.6.5. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_1 = M_u / N_u \Rightarrow e_1 = 0.9 / 2.31 \Rightarrow e_1 = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

$h/6 = 10/6 = 1.666 \text{ cm} \Rightarrow e_1 > h/6$. Donc la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

L'excentricité totale de calcul :

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \phi)}{10000 \cdot h_0} ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$L_f: \text{ la longueur de flambement: } L_f = 2 \cdot L_0 = 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0 \Rightarrow e_2 = \frac{3(1.2)^2 \cdot (2)}{10000 \cdot (0.1)} = 8.64 \cdot 10^{-3} = 0.864 \text{ cm.}$$

$$\text{Alors : } e = e_a + e_1 + e_2 = 2 + 39 + 0.86 \Rightarrow e = 41.86 \text{ cm}$$

3.6.6. Détermination du ferrailage :

- **ELU :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec : $h_0 = 10 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 9 \text{ cm}$

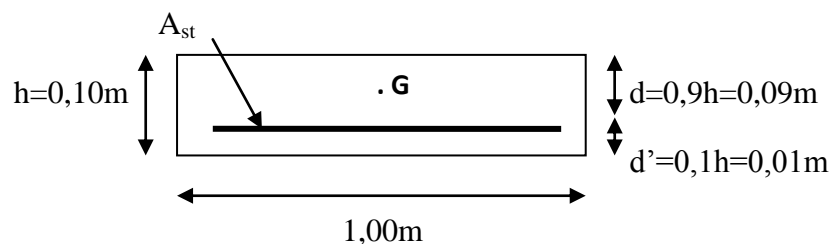


Figure 3.28 :Section à ferrailier

Moment de flexion fictif :

$$M_A = M_u + N_u(d-h/2) = 0,9 + 2,31(0,09 - 0,05) = 0,9924 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Moment réduit (μ_u):

$$F_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{MA}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,9924/1000}{1,0 \cdot 0,09^2 \cdot 14,17} = 8,65 \cdot 10^{-3} < \mu_R = 0,392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,00865}) = 0,0109$$

$$z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,09(1 - 0,4 \cdot 0,0109) = 0,0896 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{\frac{MA}{z} - N_u}{\sigma_{st}} = \frac{\frac{0,9924/1000}{0,0896} - 0,00231}{400/1,15} = 2,52 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,252 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{st} \geq 0,23 \cdot 1 \cdot 0,09 \cdot 2,1 / 400 \Rightarrow A_{st} \geq 1,09 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} \geq 1,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.N.V} \Rightarrow \text{donc on prend } A_{st} = 1,09 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35 \text{ m}$$

$e > h_0/6 = 0,017 \text{ m} \Rightarrow$ Donc le centre de gravité se trouve à l'extérieur de la section, et comme N_u est un effort de compression, nous pouvons déduire que la section est partiellement comprimée.

$$p = -3\left(e - \frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{6 \cdot \eta \cdot A_1}{b} \left(e + d - \frac{h_0}{2}\right) = -3\left(0,35 - \frac{0,1}{2}\right)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 2,01 / 10000}{1} \left(0,35 + 0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = -0,26$$

$$p = -0,2629$$

$$q = 2\left(e - \frac{h_0}{2}\right)^3 - \frac{6 \cdot \eta \cdot A_1}{b} \left(e + d - \frac{h_0}{2}\right)^2 = 2\left(0,35 - \frac{0,1}{2}\right)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 2,01 / 10000}{1} \left(0,35 + 0,09 - \frac{0,1}{2}\right)^2 = 0,0512$$

$$q = 0,0512$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \cdot e_1 - q}$$

On prend une valeur quelconque de e_1 : $e_1 = 0,35 \text{ m}$

$$0,34 \longleftarrow 0,35$$

$$0,328 \longleftarrow 0,33$$

$$0,326 \longleftarrow 0,327$$

$$0,324 \longleftarrow 0,325$$

$$0,323 \longleftarrow 0,323$$

On prend la valeur de: $e_1=0,323\text{m} = 32,3\text{cm}$

$$x = h_0/2 + e_1 - e$$

$$x = 0,1/2 + 0,323 - 0,350 = 0,023\text{m} = 2,3\text{ cm}$$

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot A_{st}(d-x) = \frac{1(0,023)^2}{2} + 15 \times 2,01 \cdot 10^{-4}(0,09 - 0,023) = 4,665 \cdot 10^{-4} \text{m}^3$$

- **Calcul des contraintes :**

➤ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{s} = \frac{1.7125(0,023)/1000}{4,665/10000} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,0844 \text{MPa}$$

➤ **Acier:**

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot N_s \cdot (d-x)}{s} = \frac{(15)1.7125(0,09 - 0,023)/1000}{4,665/10000} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{st} = 3,6893 \text{MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissible:**

➤ **Béton:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Acier:**

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé ou noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110\sqrt{1,6 \cdot 21}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$$

- **Vérification :**

➤ **Acier :**

$$\sigma_{st} = 3,6893 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0844 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

➤ **Béton:**

Donc la section et le nombre d'armature choisi sont acceptables.

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_r = 4\emptyset 6 = 1,13 \text{cm}^2$$

- **L'espacement :** $St = 60/4 = 15 \text{cm}$

- **Croquets de ferrailage:**

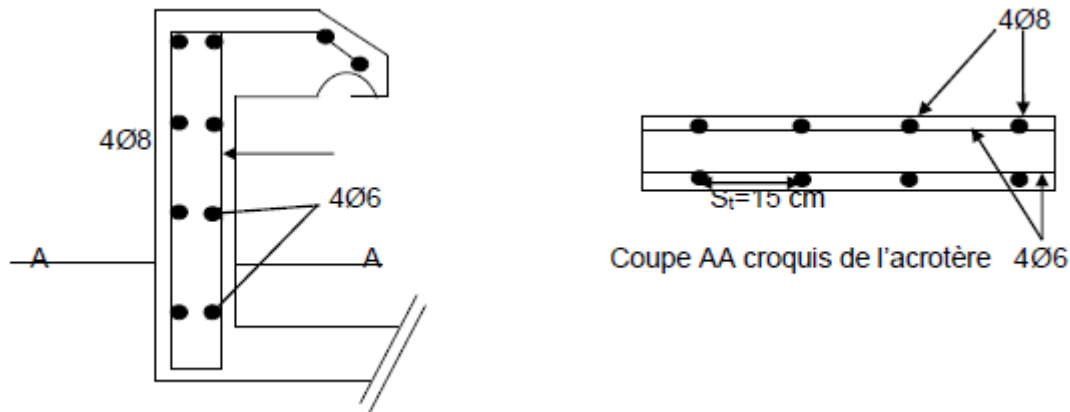


Figure 3.29 : Ferrailage d'acrotère

3.7. L'ascenseur:

3.7.1. Introduction:

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

L'ascenseur est composé de trois éléments essentiels:

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

3.7.2. Epaisseur de la dalle d'ascenseur:

$$l_x = 1,80 \text{ m} ; l_y = 2,00 \text{ m}$$

$\frac{l_x}{l_y} = 0,90 \rightarrow 0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 \rightarrow$ la dalle portant dans les deux sens.

$$h > \frac{l_x}{40} \Rightarrow h > \frac{180}{40} \Rightarrow h > 4,50 \text{ cm}$$

Avec : $h_{\min} = 20 \text{ cm}$

Donc on prend : $h = 20 \text{ cm}$.

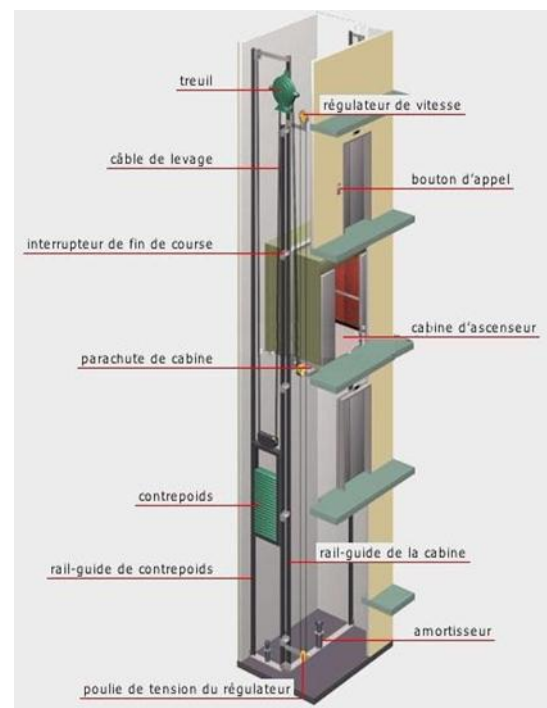


Figure 3.31: Schéma d'un ascenseur.

3.7.3. Evaluation des charges:

- **Charge d'exploitation:**

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour sept(7) personnes. Alors le poids estimatif pour ce nombre de personnes est de (**Q=600kg**).

- **Charge permanentes :**

Pm (poids mort) : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles : Pm=2342,5 kg.

Pp : le poids de contrepoids tel que : $Pp = Pm + \frac{Q}{2} = 2642,50$ kg.

Pt : le poids de treuil : Pt=1200 kg.

Mg : le poids des câbles : Mg=m x n x L

Avec :

m : Masse linéaire du câble.

n : Nombre de câbles.

L : Longueur du câble.

Mg=0,512×2 ×39,78=40,74kg

G= Pm+Pp+Pt+Mg = 2342,50+2642,50+1200+40,74

G=6225,74 kg .

- **Combinaison des charges :**

ELU: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6258,85 + 1,5 \times 600 \Rightarrow Q_u = 9304,75$ kg

ELS: $Q_s = G + Q = 6258,85 + 600 \Rightarrow Q_s = 6858,85$ kg

3.7.4. Vérification au poinçonnement:

Le moteur de L'ascenseur est supposé sur quatre appuis donc il ya risque de nous Créer le poinçonnement au niveau de la dalle, Il faut vérifier cette équation :

Selon : **B.A.E.L 91** $\Rightarrow q_u \leq 0,045 \times P_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

- q_u : la charge appliqué sur chaque appuis : $q_u = \frac{Q_u}{4} = 2326,19$ kg

- h_0 : épaisseur total de la dalle.

- P_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

➤ Calcul de U_0 et V_0 :

La charge concentré q_0 est appliquée sur un carré de (10 x 10) cm² avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} U_0 = U + h_0 = 10 + 20 = 30 \text{ cm} \\ V_0 = V + h_0 = 10 + 20 = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Calcul de P_c :

$$P_c = 2(U_0 + V_0) = 2(30 + 30) = 120 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'équation : $0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$h_0 = 20$$

$$0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times 25 \times 10^5 / 1,5 = 18000 \text{ kg} > q_u = 2326,19 \text{ kg} \Rightarrow \text{condition}$$

vérifiée.

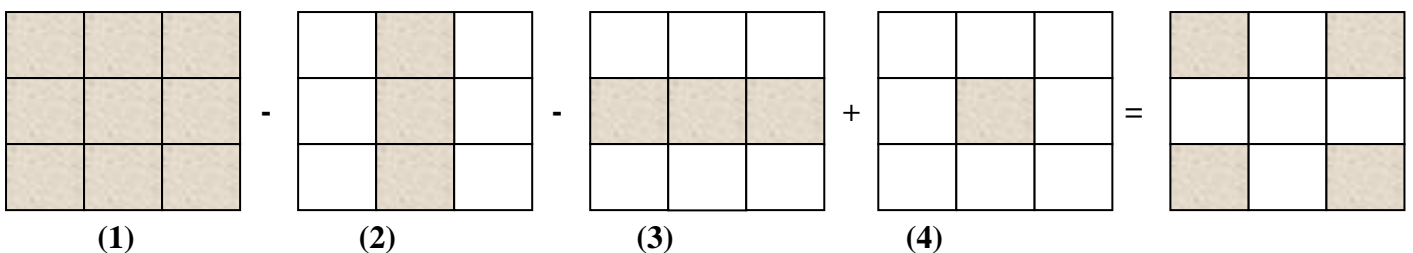
Donc : pas de risque de poinçonnement.

3.7.5. Evaluation des moments:

- Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

A l'absence d'une fiche technique concernant le moteur mécanique d'un ascenseur, on a supposé que le moteur a une dimension de (130x130) cm² posée sur 4 appuis de (10x10)cm².

$$M_x = 2(M_x(1) - M_x(2) - M_x(3) + M_x(4)) \quad \text{et} \quad M_y = 2(M_y(1) - M_y(2) - M_y(3) + M_y(4))$$



Rectangle 1:

$$U = 1.3 \text{ m}$$

$$V = 1.3 \text{ m}$$

$$U_0 = 130 + 20 = 150 \text{ cm}$$

$$V_0 = 130 + 20 = 150 \text{ cm}$$

$$U_0/l_x = 150/180 = 0,83$$

$$U_0/l_y = 150/200 = 0,75$$

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + vM_2)P \\ M_y = (M_2 + vM_1)P \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} v = 0(\text{ELU}) \\ v = 0,2(\text{ELS}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_u = \frac{q_u}{S} \times U \times V = 2365,48 \times U \times V \\ P_s = \frac{q_s}{S} \times U \times V = 1733,46 \times U \times V \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

| rectangle | U (m) | V (m) | U ₀ (m) | V ₀ (m) | U ₀ /lx | V ₀ /ly | M ₁ | M ₂ |
|-----------|----------|----------|-----------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|
| (1) | 1,30 | 1,30 | 1,50 | 1,50 | 0,83 | 0,75 | 0,061 | 0,047 |
| (2) | 0,90 | 1,30 | 1,10 | 1,50 | 0,61 | 0,75 | 0,074 | 0,056 |
| (3) | 1,30 | 0,90 | 1,50 | 1,10 | 0,83 | 0,55 | 0,069 | 0,056 |
| (4) | 0,90 | 0,90 | 1,10 | 1,10 | 0,61 | 0,55 | 0,085 | 0,067 |

Tableau 3.11 : Les moments dus aux charges concentrées.

| rectangle | ELU | | | ELS | | |
|-----------|-------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | P _{ui} (KN) | M _{xi} (KN.m) | M _{yi} (KN.m) | P _{si} (KN) | M _{xi} (KN.m) | M _{yi} (KN.m) |
| (1) | 39,31 | 2,40 | 1,85 | 28,84 | 2,03 | 1,71 |
| (2) | 33,26 | 2,46 | 1,86 | 24,40 | 2,08 | 1,73 |
| (3) | 33,26 | 2,29 | 1,86 | 24,40 | 1,96 | 1,70 |
| (4) | 28,15 | 2,39 | 1,89 | 20,65 | 2,03 | 1,73 |

Tableau 3.12 : Moments isostatiques à ELU et ELS

- **ELU** : $M_{xu1} = M_{xu}(1) - M_{xu}(2) - M_{xu}(3) + M_{xu}(4) = 2,40 - 2,46 - 2,29 + 2,39 = 0,04 \text{ KN.m.}$
 $M_{yu1} = M_{yu}(1) - M_{yu}(2) - M_{yu}(3) + M_{yu}(4) = 1,85 - 1,86 - 1,86 + 1,89 = 0,02 \text{ KN.m.}$
- **ELS** : $M_{xs1} = M_{xs}(1) - M_{xs}(2) - M_{xs}(3) + M_{xs}(4) = 2,03 - 2,08 - 1,96 + 2,03 = 0,02 \text{ KN.m.}$
 $M_{ys1} = M_{ys}(1) - M_{ys}(2) - M_{ys}(3) + M_{ys}(4) = 1,71 - 1,73 - 1,70 + 1,73 = 0,01 \text{ KN.m.}$

- **Les moments aux charges réparties:**

$$G = 0,2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- **ELU** : $1,35G + 1,5Q = 8,25 \text{ KN/ml}$

- **ELS** : $G + Q = 6,5 \text{ KN/ml}$

o **Calcul des moments fléchissant : (méthode de B.A.E.L.91)**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

Avec :

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,90$

D'après l'annexe 3 (C.B.A) : Pour la valeur de ($\alpha=0,90$), on adopte :

| A | ELU ($v = 0$) | | ELS ($v = 0, 2$) | |
|------|-----------------|---------|--------------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0,60 | 0,0456 | 0,7834 | 0,0528 | 0,8502 |

Tableau 3.13 : Les valeurs de μ_x et μ_y .

- **ELU:** $M_{x2} = 0,0456 \times 8,25 \times 1,8^2 = 1,219 \text{ KN.m}$
 $M_{y2} = 0,7834 \times 1,219 = 0,955 \text{ KN.m}$

- **ELS:** $M_{x2} = 0,0528 \times 6,5 \times 1,8^2 = 1,112 \text{ KN.m}$
 $M_{y2} = 0,8502 \times 1,112 = 0,945 \text{ KN.m}$

o **Les moments totaux appliqués sur la dalle :**

- **ELU :**

➤ **Sens x :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0,04 + 1,219 = 1,259 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens y :**

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,02 + 0,955 = 0,975 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

➤ **Sens x :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0,02 + 1,112 = 1,132 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens y :**

$$M_y \geq M_{y1} + M_{y2} = 0,01 + 0,945 = 0,955 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0$$

$$M_a = 0,5M_0$$

| Sens | ELU | | ELS | |
|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | M_t (KN.m) | M_a (KN.m) | M_t (KN.m) | M_a (KN.m) |
| X | 1,07 | 0,63 | 0,96 | 0,566 |
| Y | 0,83 | 0,49 | 0,81 | 0,48 |

Tableau 3.14 : Moment fléchissant de la dalle pleine.

3.7.6. Calcul de ferrailage:

D'après le C.B.A.93, les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures. On calcul pour une bande de 1 ml.

Avec : $b=1,00 \text{ m}$; $h= 0,2 \text{ m}$; $d= 0,9 \times 0,25=0,27 \text{ m}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $F_e=400 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}=437,78$;
 $f_{bc}=14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,372$.

○ **ELU :**

➤ **En travée (Sens x) :**

$$M_{u \text{ max}} = 1,07 \text{ KN.m} = 0,00107 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,00107}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,00233115$$

$$\mu_u = 0,00233115 < \mu_R = 0,372$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00233115}) = 0,00291735$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,27(1 - 0,4 \times 0,0291735) = 0,17978995 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} \geq \frac{0,00107 \cdot 10^4}{0,17978995 \times 400 / 1,15} \Rightarrow A_{st} \geq 0,17 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **4T10=3,14cm²**

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 20}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (2 ; 2,1735) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 2,1735 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **En appui: (Sens x) :**

$$M_{u \text{ max}} = 0,63 \text{ KN.m} = 0,00063 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,00063}{1 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,00137255$$

$$\mu_u = 0,00137255 < \mu_R = 0,372 \text{ (FeE400)}$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0171}) = 0,00171687$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,27(1 - 0,4 \times 0,0216) = 0,17987639 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01771 \cdot 10^4}{0,266 \times 434,78} \Rightarrow A_{st} \geq 0,10 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **4T10= 3,14cm²**

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 20}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (2 ; 2,1735) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 2,1735 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- Armature de répartitions :

$$A_r = A_{st}/4 = 3,14/4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

Le choix est : **3T8 = 1,51 cm².**

- Espacement :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 20 ; 33) = 33 \text{ cm } \mathbf{B.A.E.L 91.}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

| Sens | Calculé | | Adopté | |
|----------|--|---|--|---|
| | $A_{st}(\text{travée})$ (cm ² /ml) | $A_{st}(\text{appui})$ (cm ² /ml) | $A_{st}(\text{travée})$ (cm ² /ml) | $A_{st}(\text{appui})$ (cm ² /ml) |
| X | 0,17 | 0,10 | 3,14(4T10) | 3,14(4T10) |
| Y | 0,13 | 0,08 | 3,14(5T10) | 3,93(5T10) |

Tableau 3.15 : Récapitulation des résultats de ferrailage.

○ **ELS :**

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + n \times A_{se} (x - d)^2 - n \times A_{st} (d - x) = 0 \quad \text{avec : } n=15$$

$$50x^2 - 47,1 (18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 47,1x - 847,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 414,46$$

$x = 4,62 \text{ cm} > 3,33 \text{ cm} \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la nervure, Donc :

▪ Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{se} (x - d)^2 + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,62^3}{3} + 15 \times 3,14 (18 - 4,62)^2$$

$$I = 11719,08684 \text{ cm}^4$$

▪ Calcul de la contrainte:

- Contrainte maximale dans le béton comprimé :

➤ **En travée : (Sens x)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,96 \times 10^{-3} \times 4,62 \times 10^{-2}}{11719,08684 \times 10^{-8}} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **En appui : (Sens x)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,566 \times 10^{-3} \times 4,62 \times 10^{-2}}{11719,08684 \times 10^{-8}} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Contrainte maximale dans l'acier tendu :

➤ **En travée : (Sens x)**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,96 \times 10^{-3} (18-4,62) \times 10^{-2}}{11719,08684 \times 10^{-8}} = 16,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s (x-d')}{I} = \frac{15 \times 0,96 \times 10^{-3} (4,62-2) \times 10^{-2}}{11719,08684 \times 10^{-8}} = 3,22 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$ (pas de limitation de contrainte) Fissuration peu préjudiciable.

$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **En appui : (Sens x)**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,566 \times 10^{-3} (18-4,62) \times 10^{-2}}{11719,08684 \times 10^{-8}} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s (x-d')}{I} = \frac{15 \times 0,566 \times 10^{-3} (4,62-2) \times 10^{-2}}{11719,08684 \times 10^{-8}} = 1,90 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$ (pas de limitation de contrainte) Fissuration peu préjudiciable.

$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

| Sens | Travée | | | Appui | | | | | | |
|------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------------------------|--|
| | σ_{bc} (MPa) | σ_{st} (MPa) | σ_{sc} (MPa) | σ_{bc} (MPa) | σ_{st} (MPa) | σ_{sc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ | $\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st}$ |
| x | 0,38 | 16,44 | 3,22 | 0,22 | 9,69 | 1,90 | 15 | 500 | CV | CV |
| y | 0,32 | 13,87 | 2,72 | 0,19 | 8,22 | 1,61 | 15 | 500 | CV | CV |

Tableau 3.16 : Les contraintes dans le béton et l'acier.

▪ **Vérification au cisaillement :**

$$T_u = \frac{Q_u}{2} = \frac{(93,0475) + (25 \times 0,2 \times 2 \times 1,8)}{2} = 55,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{55,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,308 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,308 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable.})$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la nécessité d'armatures transversales :**

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL, 91), la dalle ne nécessite aucune armature transversale si :

La contrainte tangente vérifie : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = 0,308 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \gamma_b = 0,07 \times 25 \times 1,5 = 1,16 \text{ MPa}$$

Donc : La dalle ne nécessite aucune armatures transversales.

CHAPITRE 04

ETUDE DYNAMIQUE

4.1. Introduction:

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont: la résistance, l'aspect architectural et l'économie. Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une étude dynamique de la structure choisie en utilisant la réglementation parasismique algérienne.

4.2. Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

4.2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

4.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

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.

4.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

4.3. Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis SAP 2000 est utilisé.

4.3.1. Description du logiciel SAP 2000 :

SAP 2000 est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des structures. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations.

4.3.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres – poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de types frame à deux noeuds ayant six degrés de liberté DDL par noeud.
- Les voiles ont été modélisés par éléments coques « Shell » à quatre noeuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Le modèle de la structure établi est présenté par la figure 5.1.

4.3.3. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ (RPA99/version2003) (dans notre cas $\beta=0,2$) ; correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids

volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m³.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

L'estimation de l'effort sismique est faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

(Méthode statique équivalente, Méthode modale spectrale).

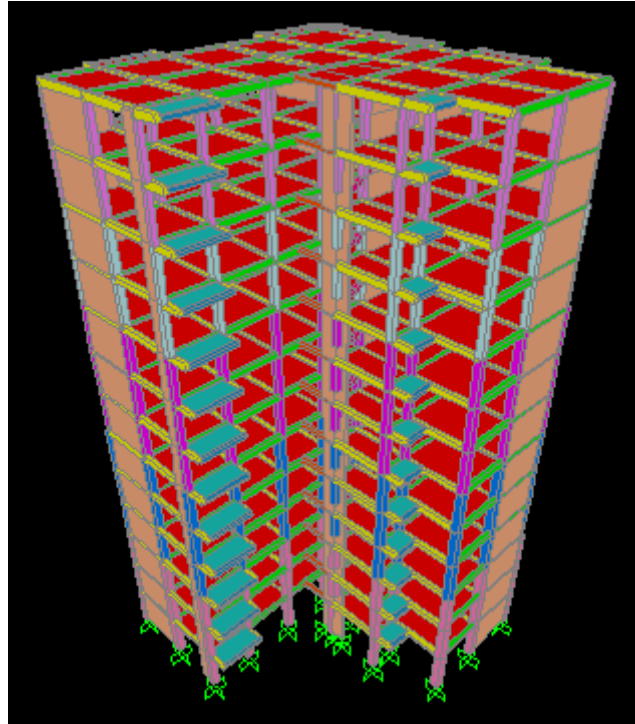


Figure 4.1 : Modèle 3D de la structure

4.4. Disposition des voiles :

Le choix de la disposition des voiles doit satisfaire les conditions d'architectures et assurer une rigidité suffisante. La disposition des voiles est choisie de sorte à avoir une période fondamentale adéquate. D'après le **RPA99V2003** la valeur de T calculé ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques.

u4.5. Choix de la méthode de calcul :

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 1 groupe d'usage 02 (Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).

Nous allons choisir la méthode d'analyse modale spectrale à cause des paramètres suivants :

- La méthode statique équivalente n'est plus applicable :
 - Le bâtiment ou bloc étudié, ne satisfaisait pas aux conditions de régularité en plan et en élévation.
 - Groupe d'usage 02, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m, une condition non vérifiée.
- 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 permise.

Donc le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale**.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires qu'on doit vérifier il est indispensable de calculer l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/V2003 prévoit de faire la vérification suivante:

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec :

$V_{\text{(dynamique)}}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$V_{\text{(statique)}}$: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

4.5.1. Méthode statique équivalente:

4.5.1.1. Détermination des coefficients:

D'après le RPA99 V2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids total de la structure ($W=G+\beta Q$).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99, dans notre cas $\beta = 0,2$.

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Zone 1 ; Groupe d'usage : Importance moyenne (2) $\rightarrow A = 0.10$ (tableau 4.1 RPA 99)

- **Coefficient de comportement (R) :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4-1 dans le RPA 99 V 2003 en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte voile/portique avec interaction ,donc : $R = 5$.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = 2,5\eta \quad \text{si } 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s$$

$$D=2,5\eta(T_2/3,0)^{2/3}(3,0/T)^{5/3} \quad \text{si } T \geq 3,0\text{s}$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on a des portiques en béton armé dense : $\xi=7\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,88 > 0,7$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du **RPA99V2003**.

Selon le rapport géotechnique notre site est meuble (S3) donc du tableau (4.7) : $\begin{cases} T1 = 0,15 \text{ s} \\ T2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$

T : période fondamentale.

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA 99 V 2003.

$$T_{\text{empirique}} = \min(C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09h_N/\sqrt{D})$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du **RPA99 V2003** $\rightarrow C_T = 0,05$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Le sens X :

$$D_X = 19,40\text{m} ; h_N = 39,78\text{m} ; C_T = 0,05$$

$$T_{\text{X empirique}} = \min(0,05 \times 39,78^{3/4}; 0,09 \times 39,78/\sqrt{19,40})$$

$$T_{\text{X empirique}} = \min(0,792 ; 0,813) \rightarrow T_X = 0,792\text{s}$$

Le sens Y:

$$D_Y = 19,70\text{m} ; h_N = 39,78\text{m} ; C_T = 0,05$$

$$T_{\text{Y empirique}} = \min(0,05 \times 39,78^{3/4}; 0,09 \times 39,78/\sqrt{19,70})$$

$$T_{\text{Y empirique}} = \min(0,792 ; 0,807) \rightarrow T_Y = 0,792\text{s}$$

Remarque :

On peut utiliser le tableau 4.1 pour le choix de la période utilisée dans le calcul de D.

| Si : | La période choisie pour le calcul du facteur D est : |
|--|--|
| $T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$ | $T = T_{\text{analytique}}$ |
| $T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$ | $T = T_{\text{empirique}}$ |
| $T_{\text{analytique}} \geq 1,3T_{\text{empirique}}$ | $T = 1,3T_{\text{empirique}}$ |

Tableau 4.1: Période choisie pour le calcul du (D)

$$T_{\text{analytique}} = 1,127054s > 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,029s$$

$$\text{Donc : } T_X = T_Y = 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,029s$$

$$T_2 \leq T_{X,Y} \leq 3,0s \rightarrow D_X = D_Y = 2,5 \times 0,88 (0,5/1,029)^{2/3} = 1,36s.$$

- **facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non" (Tableau 4.2).

| Critères | Q | |
|---|--------|--------|
| | Sens x | Sens y |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0 |
| 3. Régularité en plan | 0,05 | 0,05 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0,05 | 0,05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0 |
| Σ | 0,10 | 0,10 |

Tableau 4.2 : Pénalité en fonction des critères de qualité q

$$Q_X = Q_Y = 1 + 0,10 = 1,10$$

- **poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

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

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de RPA99 version2003.

Pour le calcul de poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP 2000 (Tableau 4.3) :

| Niveau | Poids (t) | Hauteur (m) |
|-------------------------|-----------|-------------|
| RDC | 372,890 | 3,06 |
| 1 ^{er} étage | 372,890 | 6,12 |
| 2 ^{ème} étage | 369,068 | 9,18 |
| 3 ^{ème} étage | 365,314 | 12,24 |
| 4 ^{ème} étage | 365,314 | 15,30 |
| 5 ^{ème} étage | 361,855 | 18,36 |
| 6 ^{ème} étage | 358,459 | 21,42 |
| 7 ^{ème} étage | 358,459 | 24,48 |
| 8 ^{ème} étage | 355,364 | 27,54 |
| 9 ^{ème} étage | 352,325 | 30,60 |
| 10 ^{ème} étage | 349,595 | 33,66 |
| 11 ^{ème} étage | 347,191 | 36,72 |
| 12 ^{ème} étage | 335,293 | 39,78 |

Tableau 4.3 : Poids des différents niveaux.

Le poids total de la structure : $w_T = 4664,017t$

$$V = \frac{A.D.Q.W}{R} \rightarrow V_x = V_y = \frac{0,1,1,36,1,1}{3,5} \cdot 4664,017 = 199,353t = 1993,53KN$$

4.5.1.2. Vérification du coefficient de comportement R :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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

Du SAP2000 : $P_{voile} / p_{Totale} = 21515,86 / 52418,775 = 41,05 \% > 20\%$ (CNV).

La conditions de RPA n'est pas vérifiée.

D'après l'article 4.a de RPA 99 V 2003 : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé : $R=3,5$.

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier 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.

$P_{voile} / p_{Totale} = 21515,86/52418,775 = 41,05 \% > 20\%$ (CV).

Donc on prend $R=3,5$.

4.5.1.3. Détermination de la force sismique de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est données par la formule (4-11 du RPA 99 V 2003) :

$$F_i = \frac{(V - Ft) \cdot W_i \cdot H_i}{\sum_1^n W_j \cdot H_j}$$

Avec : Ft est la force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$ ($F_t = 0$ si $T \leq 0,7s$).

$T_X = T_Y > 0,7s \rightarrow F_{T_X} = F_{T_Y} = 0,07 \cdot 1,029 \cdot 1993,53 = 143,59KN$.

Les forces sismiques calculées pour notre structure, sont les suivante :

| Niveau | Fx (KN) | Fy (KN) |
|-------------------------|---------|---------|
| RDC | 21,45 | 21,45 |
| 1 ^{er} étage | 42,91 | 42,91 |
| 2 ^{ème} étage | 63,70 | 63,70 |
| 3 ^{ème} étage | 84,07 | 84,07 |
| 4 ^{ème} étage | 105,09 | 105,09 |
| 5 ^{ème} étage | 124,91 | 124,91 |
| 6 ^{ème} étage | 144,36 | 144,36 |
| 7 ^{ème} étage | 164,99 | 164,99 |
| 8 ^{ème} étage | 184,01 | 184,01 |
| 9 ^{ème} étage | 202,71 | 202,71 |
| 10 ^{ème} étage | 221,25 | 221,25 |
| 11 ^{ème} étage | 239,70 | 239,70 |
| 12 ^{ème} étage | 250,78 | 250,78 |

Tableau 4.4: La force sismique de chaque niveau.

4.5.2. Méthode modale spectrale et vérification du calcul dynamique :

4.5.2.1. Période et participation massique :

Le tableau suivant présente les périodes et les masses modales de la structure :

| Mode | Période | UX | UY | SumUX | SumUY |
|-------------|----------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| 1 | 1.127054 | 0.31443 | 0.33829 | 0.31443 | 0.33829 |
| 2 | 0.991986 | 0.23814 | 0.34591 | 0.55257 | 0.6842 |
| 3 | 0.722051 | 0.15319 | 0.00926 | 0.70576 | 0.69346 |
| 4 | 0.323744 | 0.08131 | 0.04162 | 0.78708 | 0.73508 |
| 5 | 0.272854 | 0.02839 | 0.11481 | 0.81547 | 0.84989 |
| 6 | 0.188485 | 0.03925 | 0.00087 | 0.85471 | 0.85076 |
| 7 | 0.157576 | 0.03668 | 0.0109 | 0.89139 | 0.86166 |
| 8 | 0.129253 | 0.0006 | 0.00441 | 0.89199 | 0.86607 |
| 9 | 0.125172 | 0.00701 | 0.04339 | 0.899 | 0.90946 |
| 10 | 0.111543 | 0.00001156 | 0.000004862 | 0.89901 | 0.90947 |
| 11 | 0.100675 | 0.00002706 | 0.00001883 | 0.89904 | 0.90949 |
| 12 | 0.099665 | 0.000009833 | 0.000004799 | 0.89905 | 0.90949 |
| 13 | 0.09668 | 0.01604 | 0.00462 | 0.91508 | 0.91411 |
| 14 | 0.096471 | 0.00035 | 0.00065 | 0.91543 | 0.91476 |
| 15 | 0.092555 | 0.00006524 | 0.00003987 | 0.9155 | 0.9148 |
| 16 | 0.088801 | 0.000007628 | 0.00001459 | 0.9155 | 0.91482 |
| 17 | 0.086529 | 0.00062 | 0.0000568 | 0.91612 | 0.91488 |
| 18 | 0.085545 | 0.01203 | 0.00006733 | 0.92815 | 0.91494 |

Tableau 4.5: Période et masses modales de la structure.

4.5.2.2. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant RPA 99 V2003:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure.

T₁, T₂ : Période caractéristique associés à la catégorie de site (S1).

S_a : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

La figure 4.2 présente le spectre de réponse utilisé dans cette analyse.

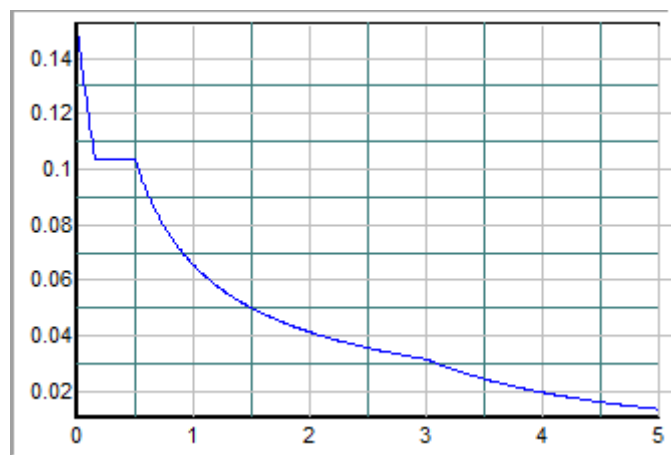


Figure 4.2: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE)

4.5.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

D'après le **RPA99 V 2003** (article 4.3.6), la résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente V .

Après l'analyse, on obtient les résultats suivants :

| Sens | V _(statique) (KN) | 0,8V _(statique) (KN) | V _(dynamique) (KN) | V _(dynamique) >0,8V _(statique) |
|------|------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|--|
| X | 1993,53 | 1594,824 | 2474,398 | Vérifiée |
| Y | 1993,53 | 1594,824 | 2654,796 | Vérifiée |

Tableau 4.6: Vérification de la résultante des forces

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

« V_t dynamique > 80% V_s statique » est vérifiée.

4.5.2.4. Justification vis a vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

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

$$\delta_{(k)} = \delta_{(ek)} \times R \quad ; \text{ avec :}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (Les déplacements sont calculés par logiciel SAP2000).

R : coefficient de comportement.

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_{(k)} = \delta_{(k)} - \delta_{(k-1)}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

| Niveau | $\delta_{(ek)}$ (cm) | $\delta_{(k)}$ (cm) | $\delta_{(k-1)}$ (cm) | $\Delta_{(k)}$ (cm) | 1%he (cm) | Observation |
|-------------------------------|----------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|-----------|-------------|
| RDC | 0.063611 | 0.2226385 | 0 | 0.2226385 | 3,06 | CV |
| 1^{ère} étage | 0.200374 | 0.701309 | 0.2226385 | 0.4786705 | 3,06 | CV |
| 2^{ème} étage | 0.377358 | 1.320753 | 0.701309 | 0.619444 | 3,06 | CV |
| 3^{ème} étage | 0.578902 | 2.026157 | 1.320753 | 0.705404 | 3,06 | CV |
| 4^{ème} étage | 0.792516 | 2.773806 | 2.026157 | 0.747649 | 3,06 | CV |
| 5^{ème} étage | 1.009436 | 3.533026 | 2.773806 | 0.75922 | 3,06 | CV |
| 6^{ème} étage | 1.224713 | 4.2864955 | 3.533026 | 0.7534695 | 3,06 | CV |
| 7^{ème} étage | 1.432481 | 5.0136835 | 4.2864955 | 0.727188 | 3,06 | CV |
| 8^{ème} étage | 1.629116 | 5.701906 | 5.0136835 | 0.6882225 | 3,06 | CV |
| 9^{ème} étage | 1.813014 | 6.345549 | 5.701906 | 0.643643 | 3,06 | CV |
| 10^{ème} étage | 1.981517 | 6.9353095 | 6.345549 | 0.5897605 | 3,06 | CV |
| 11^{ème} étage | 2.135455 | 7.4740925 | 6.9353095 | 0.538783 | 3,06 | CV |
| 12^{ème} étage | 2.27536 | 7.96376 | 7.4740925 | 0.4896675 | 3,06 | CV |

Tableau 4.7 : Vérifications des déplacements inter étages dans le sens -x-

| Niveau | $\delta_{(ek)}$ (cm) | $\delta_{(k)}$ (cm) | $\delta_{(k-1)}$ (cm) | $\Delta_{(k)}$ (cm) | 1%he(cm) | Observation |
|-------------------------|----------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|----------|-------------|
| RDC | 0.045566 | 0.159481 | 0 | 0.159481 | 3,06 | CV |
| 1 ^{ère} étage | 0.151138 | 0.528983 | 0.159481 | 0.369502 | 3,06 | CV |
| 2 ^{ème} étage | 0.297422 | 1.040977 | 0.528983 | 0.511994 | 3,06 | CV |
| 3 ^{ème} étage | 0.472765 | 1.6546775 | 1.040977 | 0.6137005 | 3,06 | CV |
| 4 ^{ème} étage | 0.66701 | 2.334535 | 1.6546775 | 0.6798575 | 3,06 | CV |
| 5 ^{ème} étage | 0.871917 | 3.0517095 | 2.334535 | 0.7171745 | 3,06 | CV |
| 6 ^{ème} étage | 1.081932 | 3.786762 | 3.0517095 | 0.7350525 | 3,06 | CV |
| 7 ^{ème} étage | 1.291704 | 4.520964 | 3.786762 | 0.734202 | 3,06 | CV |
| 8 ^{ème} étage | 1.497226 | 5.240291 | 4.520964 | 0.719327 | 3,06 | CV |
| 9 ^{ème} étage | 1.696356 | 5.937246 | 5.240291 | 0.696955 | 3,06 | CV |
| 10 ^{ème} étage | 1.886974 | 6.604409 | 5.937246 | 0.667163 | 3,06 | CV |
| 11 ^{ème} étage | 2.06942 | 7.24297 | 6.604409 | 0.638561 | 3,06 | CV |
| 12 ^{ème} étage | 2.243828 | 7.853398 | 7.24297 | 0.610428 | 3,06 | CV |

Tableau 4.2 : Vérifications des déplacements inter étages dans le sens -y-

4.5.2.5. justification vis a vis de l'effet P-Δ:

Les effets de deuxième ordre (ou **P-Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_{(k)} = \frac{P_{(k)} \times \Delta_{(k)}}{V_{(k)} \times h_{(k)}} \leq 0,10$$

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

Avec : $P_{(k)} = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" → ($V_{(k)}$ est calculé par logiciel SAP2000).

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau «k-1».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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^o ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

| Niveau | $h_{(k)}$ (cm) | $P_{(K)}$ (KN) | $\Delta_{(k)}$ (cm) | $V_{(K)}$ (KN) | $\theta_{(k)}$ | Observation $\leq 0,10$ |
|-------------------------|-----------------|----------------|----------------------|----------------|----------------|----------------------------|
| RDC | 306 | 46640.17 | 0.2226385 | 1983.885 | 0.01834356 | CV |
| 1 ^{ère} étage | 306 | 42911.27 | 0.4786705 | 1960.806 | 0.03671101 | CV |
| 2 ^{ème} étage | 306 | 39182.37 | 0.619444 | 1914.676 | 0.04442163 | CV |
| 3 ^{ème} étage | 306 | 35491.69 | 0.705404 | 1846.225 | 0.04751632 | CV |
| 4 ^{ème} étage | 306 | 31838.55 | 0.747649 | 1755.933 | 0.04749728 | CV |
| 5 ^{ème} étage | 306 | 28185.41 | 0.75922 | 1643.067 | 0.04562581 | CV |
| 6 ^{ème} étage | 306 | 24566.86 | 0.7534695 | 1508.975 | 0.04296877 | CV |
| 7 ^{ème} étage | 306 | 20982.27 | 0.727188 | 1354.08 | 0.039466 | CV |
| 8 ^{ème} étage | 306 | 17397.68 | 0.6882225 | 1177.057 | 0.03562202 | CV |
| 9 ^{ème} étage | 306 | 13844.04 | 0.643643 | 979.714 | 0.03184427 | CV |
| 10 ^{ème} étage | 306 | 10320.79 | 0.5897605 | 762.419 | 0.02794808 | CV |
| 11 ^{ème} étage | 306 | 6824.84 | 0.538783 | 525.345 | 0.02449986 | CV |
| 12 ^{ème} étage | 306 | 3352.93 | 0.4896675 | 268.604 | 0.02139496 | CV |

Tableau 4.9: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-).

| Niveau | $h_{(k)}$ (cm) | $P_{(K)}$ (KN) | $\Delta_{(k)}$ (cm) | $V_{(K)}$ (KN) | $\theta_{(k)}$ | Observation $\leq 0,10$ |
|-------------------------|-----------------|----------------|----------------------|----------------|----------------|----------------------------|
| RDC | 306 | 46640.17 | 0.159481 | 1983.885 | 0.01313991 | CV |
| 1 ^{ère} étage | 306 | 42911.27 | 0.369502 | 1960.806 | 0.02833848 | CV |
| 2 ^{ème} étage | 306 | 39182.37 | 0.511994 | 1914.676 | 0.03671616 | CV |
| 3 ^{ème} étage | 306 | 35491.69 | 0.6137005 | 1846.225 | 0.04133913 | CV |
| 4 ^{ème} étage | 306 | 31838.55 | 0.6798575 | 1755.933 | 0.04319056 | CV |
| 5 ^{ème} étage | 306 | 28185.41 | 0.7171745 | 1643.067 | 0.04309906 | CV |
| 6 ^{ème} étage | 306 | 24566.86 | 0.7350525 | 1508.975 | 0.04191849 | CV |
| 7 ^{ème} étage | 306 | 20982.27 | 0.734202 | 1354.08 | 0.03984667 | CV |
| 8 ^{ème} étage | 306 | 17397.68 | 0.719327 | 1177.057 | 0.03723197 | CV |
| 9 ^{ème} étage | 306 | 13844.04 | 0.696955 | 979.714 | 0.03448188 | CV |
| 10 ^{ème} étage | 306 | 10320.79 | 0.667163 | 762.419 | 0.03161609 | CV |
| 11 ^{ème} étage | 306 | 6824.84 | 0.638561 | 525.345 | 0.02903703 | CV |
| 12 ^{ème} étage | 306 | 3352.93 | 0.610428 | 268.604 | 0.02667133 | CV |

Tableau 4.10: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-).

4.6. Conclusion :

- Il n'est pas facile de répondre à toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.
- Nous avons opté pour la disposition des voiles qui a donnée les meilleurs résultats.
- Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.
- En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, les déplacements et effet P- Δ).

CHAPITRE 05 :
ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

5.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour pouvoir dimensionner et ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

5.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M ». Donc, ils sont calculés en flexion composée.

5.2.1. Les combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le **B.A.E.L 91** :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots \text{(ELU)} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{(ELS)} \end{cases}$$

Combinaison accidentelles selon le **RPA 99 v 2003** :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

D'après les règles de **RPA99V2003**, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99V2003** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,3 \text{ (RPA99V2003)}$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons de calcul.

B_c : La section transversale des poteaux.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 5.1, on note que cette condition est bien vérifiée.

| Niveau | N _d (KN) | B _c (cm ²) | v | Observation(v<0,3) |
|-------------------------------|---------------------|-----------------------------------|------|--------------------|
| RDC | 2233,824 | 60x60 | 0,25 | CV |
| | 2171,534 | 55x55 | 0,29 | CV |
| 1^{ère} étage | 2055,812 | 55x55 | 0,27 | CV |
| 2^{ème} étage | 1877,342 | 55x55 | 0,25 | CV |
| 3^{ème} étage | 1696,18 | 50x50 | 0,27 | CV |
| 4^{ème} étage | 1518,153 | 50x50 | 0,24 | CV |
| 5^{ème} étage | 1340,008 | 50x50 | 0,21 | CV |
| 6^{ème} étage | 1162,686 | 45x45 | 0,23 | CV |
| 7^{ème} étage | 990,817 | 45x45 | 0,20 | CV |
| 8^{ème} étage | 820,764 | 45x45 | 0,16 | CV |
| 9^{ème} étage | 652,676 | 40x40 | 0,16 | CV |
| 10^{ème} étage | 490,309 | 40x40 | 0,12 | CV |
| 11^{ème} étage | 329,608 | 35x35 | 0,11 | CV |
| 12^{ème} étage | 174,369 | 35x35 | 0,06 | CV |

Tableau 5.1: vérification des poteaux sous sollicitations normales.

5.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

D'après RPA99V2003, La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

avec :

T : Effort tranchant de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$).

La vérification spécifique sous sollicitation tangentes est donnée par le tableau 5.2. On conclut que ces conditions sont toutes vérifiées.

| Niveau | Tmax(KN) | λ_g | ρ_d | τ_u (MPa) | τ_{bu} (MPa) | Observation |
|-------------------------|----------|-------------|----------|----------------|-------------------|-------------|
| RDC60x60 | 27,456 | 3,57 | 0,04 | 0,085 | 1 | CV |
| RDC55x55 | 23,125 | 3,89 | 0,04 | 0,085 | 1 | CV |
| 1 ^{ère} étage | 37,855 | 3,89 | 0,04 | 0,139 | 1 | CV |
| 2 ^{ème} étage | 49,225 | 3,89 | 0,04 | 0,181 | 1 | CV |
| 3 ^{ème} étage | 46,844 | 4,284 | 0,04 | 0,208 | 1 | CV |
| 4 ^{ème} étage | 53,374 | 4,284 | 0,04 | 0,237 | 1 | CV |
| 5 ^{ème} étage | 59,131 | 4,284 | 0,04 | 0,263 | 1 | CV |
| 6 ^{ème} étage | 50,45 | 4,76 | 0,04 | 0,277 | 1 | CV |
| 7 ^{ème} étage | 52,58 | 4,76 | 0,04 | 0,289 | 1 | CV |
| 8 ^{ème} étage | 55,585 | 4,76 | 0,04 | 0,305 | 1 | CV |
| 9 ^{ème} étage | 41,464 | 5,35 | 0,075 | 0,288 | 1,875 | CV |
| 10 ^{ème} étage | 47,462 | 5,35 | 0,075 | 0,330 | 1,875 | CV |
| 11 ^{ème} étage | 31,961 | 6,12 | 0,075 | 0,290 | 1,875 | CV |
| 12 ^{ème} étage | 40,392 | 6,12 | 0,075 | 0,366 | 1,875 | CV |

Tableau 5.2: Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.

5.2.4. Calcul de ferrailage :

5.2.4.1. Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/V2003 (article 7.4.2) : Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage **minimal** sera de 0,7% en zone I.
- Leur pourcentage **maximal** sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone I.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.

La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour poteau (figure 5.1) sont calculées par les relations ci-dessous et données par le tableau 5.3.

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

Avec : $b_1; h_1$: dimensions du poteau.

h_e : La hauteur de l'étage.

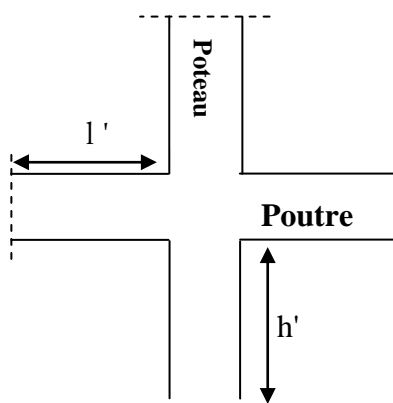


Figure 5.1: Zone nodale (nœud poutre-poteaux).

| (a=b) (cm) | h_e (cm) | h' (cm) |
|------------|------------|-----------|
| 60 | 306 | 60 |
| 55 | 306 | 60 |
| 50 | 306 | 60 |
| 45 | 306 | 60 |
| 40 | 306 | 60 |
| 35 | 306 | 60 |

Tableau 5.3: La longueur de la zone nodale pour les poteaux.

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

| Niveau | $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$ | | | | $T_{max}(KN)$ |
|-------------------------------|---|---------------------------|-----------------|---------------------------|---------------|
| | ELU | | ELS | | |
| | $M_{max}(KN.m)$ | $N_{correspondant}(KN.m)$ | $M_{max}(KN.m)$ | $N_{correspondant}(KN.m)$ | |
| RDC60x60 | 29.635 | 2711.132 | 21.6005 | 1980.6 | 27,456 |
| RDC55x55 | 37.3474 | 2722.817 | 27.3068 | 1988.195 | 23,125 |
| 1^{ère} étage | 48,0953 | 2511.205 | 35.1538 | 1833.963 | 37,855 |
| 2^{ème} étage | 50.1346 | 2242.084 | 36.6464 | 1637.065 | 49,225 |
| 3^{ème} étage | 45.2151 | 2013.187 | 33.0468 | 1469.916 | 46,844 |
| 4^{ème} étage | 34.4058 | 1306.006 | 47.0785 | 1788.737 | 53,374 |
| 5^{ème} étage | 54.3872 | 1569.026 | 39.7441 | 1145.545 | 59,131 |
| 6^{ème} étage | 47.6263 | 1357.58 | 34.8005 | 991.166 | 50,45 |
| 7^{ème} étage | 50.3738 | 1170.859 | 36.8059 | 855.056 | 52,58 |
| 8^{ème} étage | 58.449 | 946.822 | 42.7035 | 691.25 | 55,585 |
| 9^{ème} étage | 46.8191 | 750.415 | 34.2066 | 547.885 | 41,464 |
| 10^{ème} étage | 59.2615 | 556.672 | 43.2855 | 406.465 | 47,462 |
| 11^{ème} étage | 40.7947 | 268.117 | 29.8347 | 268.875 | 31,961 |
| 12^{ème} étage | 72.4056 | 181.71 | 52.6937 | 132.869 | 40,392 |

Tableau 5.4: Sollicitations des poteaux

On calcule le ferrailage des poteaux par les formules de la flexion composée.

Exemple : Le poteau le plus sollicité du RDC :

- **ELU :**

$$M_u = 0,029635 \text{ MN.m} ; N_u = 2,711132 \text{ MN}$$

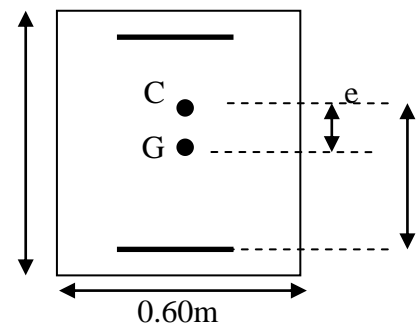
$$a = b = 0,60 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348,826 \text{ MPa}$$

$$d = 0,54 \text{ m} ; d' = 0,06 \text{ m} ; \mu_R = 0,392 \quad 0,60 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,029635}{2,711132} = 0,0109 \text{ m}$$

$$e_a = e + d - \frac{a}{2} = 0,2509 \text{ m}$$



- **Le moment fictive M_A :**

$$M_A = N_u \times e_a = 2,028156 \times 0,29 = 0,6803 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d-d') - M_A = 2,02856 \times (0,54 - 0,06) - 0,551 = 0,6210 \text{ MN.m}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = (0,337 - 0,81 \times \frac{0,06}{0,6}) \times 0,60 \times 0,60^2 \times 14,17 = 0,78336 \text{ MN.m}$$

$0,6856 < 0,7833 \rightarrow$ Domaine 4-5 n'est pas vérifié .

$$(0,337-0,81\frac{d'}{d})bd^2f_{bc}=(0,337-0,81\frac{0,06}{0,54})0,60\times 0,54^2\times 14,17 = 0,612 \text{ MN.m}$$

$$(0,337-0,81\frac{d'}{h})bh^2f_{bc} = 0,7833 > N_u(d-d')-M_A=0,6210 > (0,337-0,81\frac{d'}{d})bd^2f_{bc} = 0,612 \rightarrow$$

section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.

Moment réduits :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{06803}{0,6 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,2744 < 0,392 \rightarrow \text{La section est à simple armature.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,222}) = 0,4105$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,54(1 - 0,4 \times 0,461) = 0,4513 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} \pm N_u \right) = \frac{1}{347,826} \left(\frac{0,551}{0,471} - 2,028156 \right) = -34,61 \text{ cm}^2 < 0.$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le min du **RPA99 version 2003**. $A_{\min} =$

$$0,7\% \times B_c = 0,7\% \times 0,60 \times 0,60 = 25,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% \times B_c \text{ (Zone courante)} = 4\% \times 0,60 \times 0,60 = 144 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% \times B_c \text{ (Zone de recouvrement)} = 6\% \times 0,60 \times 0,60 = 216 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : 4T20 + 8T16 = 28,65 cm².

- **ELS :**

(a=b=60cm) ; (n = 15) ; (A₁ = 28,65 cm² ; A₂=0) ; (d = 0,54 cm) ; (d' = 0,06 cm)

N_s=1,980702MN ; M_s=0,0215997 MN.m.

$$- \text{ Calcul de l'excentricité : } e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,0215997}{1,980702} = 0,0109 \text{ m} \leq \frac{h}{6} = \frac{0,60}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{- \left[\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot e^2 + n \cdot A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d' \right)^2 + n \cdot A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d \right)^2 \right]}{-b \cdot h \cdot e + n \cdot A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d' \right) + n \cdot A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d \right)}$$

$e_1 = 0,9211 \text{ m} > h/2 + e \rightarrow$ section entièrement comprimée.

$$I_{AN} = \frac{bh^3}{12} + bh(e_1 - e)^2 - nA_1(e_1 - e + h/2 - d) = 0,3117 \text{ m}^4$$

$$B_0 = B + n \cdot (A_1 + A_2) = 0,4029 \text{ m}$$

$$\sigma_{b\max} = \frac{N_s}{B_0} - \frac{M_s \cdot V_2}{I_{AN}} = \frac{1,980702}{0,4} - \frac{0,0215997 \cdot 0,3}{5} = 4,89 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b\max} = 4,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

Pour les autres poteaux on a utilisé pour le calcul de ferrailage longitudinales des poteaux SAP 2000 en considérant toutes les combinaisons, les résultats sont donnés par le tableau 5.5.

| Niveau | B=h(c m) | A _{min} (cm ²) | A _{max} zone cour (cm ²) | A _{max} zone de recouv (cm ²) | A _{cal} Sap (cm ²) ELU | A _{cal} Sap (cm ²) ELA | A choisie | Ferrailage |
|-------------------------|-------------|--|--|---|--|--|--------------|-------------|
| RDC60x60 | 60 | 25,20 | 144 | 216 | 11,852 | 10,80 | 28,65 | 4T20 + 8T16 |
| RDC55x55 | 55 | 21,175 | 121 | 181,5 | 11,877 | 15,339 | 25,13 | 8T20 |
| 1 ^{ère} étage | 55 | 21,175 | 121 | 181,5 | 10,861 | 9,075 | 25,13 | 8T20 |
| 2 ^{ème} étage | 55 | 21,175 | 121 | 181,5 | 9,901 | 9,075 | 25,13 | 8T20 |
| 3 ^{ème} étage | 50 | 17,5 | 100 | 150 | 8,945 | 7,5 | 18,73 | 4T20+4T14 |
| 4 ^{ème} étage | 50 | 17,5 | 100 | 150 | 8,018 | 7,5 | 18,73 | 4T20+4T14 |
| 5 ^{ème} étage | 50 | 17,5 | 100 | 150 | 7,50 | 7,5 | 18,73 | 4T20+4T14 |
| 6 ^{ème} étage | 45 | 14,175 | 81 | 121,5 | 6,184 | 6,075 | 16,08 | 8T16 |
| 7 ^{ème} étage | 45 | 14,175 | 81 | 121,5 | 6,075 | 6,075 | 16,08 | 8T16 |
| 8 ^{ème} étage | 45 | 14,175 | 81 | 121,5 | 6,075 | 6,075 | 16,08 | 8T16 |
| 9 ^{ème} étage | 40 | 11,2 | 64 | 96 | 4,80 | 4,80 | 12,32 | 8T14 |
| 10 ^{ème} étage | 40 | 11,2 | 64 | 96 | 4,80 | 9,502 | 12,32 | 8T14 |
| 11 ^{ème} étage | 35 | 8,575 | 49 | 73,5 | 3,675 | 8,010 | 12,32 | 8T14 |
| 12 ^{ème} étage | 35 | 8,575 | 49 | 73,5 | 14,255 | 13,250 | 16,84 | 8T14+4T12 |

Tableau 5.5: Récapitulatif de ferrailage longitudinal des poteaux.

5.2.4.2. Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.

N_d : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau.

A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie $\rightarrow B_r = (a-0,02) \times (b-0,02)$

α : un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ_g :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda_g}{35}\right)^2} & \Rightarrow \text{Pour : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda_g}\right)^2 & \Rightarrow \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau. $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{i_{\min}}$

i_{\min} : Rayon de giration $\rightarrow i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}}$ Pour une section carrée.

l_f : La longueur de flambement du poteau $\rightarrow l_f = 0,7 \times l_0$

l_0 : La hauteur libre du poteau.

a : La dimension du poteau.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

| Niveau | a=b (m) | Br (m ²) | l _f (m) | i _{min} (m) | λ _g | α | A _s (cm ²) | N _u (KN) | N _d (MN) | Ob |
|-------------------------------|---------|----------------------|--------------------|----------------------|----------------|--------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|----|
| RDC60x60 | 0,60 | 0,3364 | 2,142 | 0,1732 | 12.366 | 0.8292 | 28,65 | 8269.250 | 2748,351 | CV |
| RDC55x55 | 0,55 | 0,2809 | 2,142 | 0,1588 | 13.491 | 0.8254 | 25,13 | 7219.623 | 2754,058 | CV |
| 1^{ère} étage | 0,55 | 0,2809 | 2,142 | 0,1588 | 13.491 | 0.8254 | 25,13 | 7219.623 | 2518,418 | CV |
| 2^{ème} étage | 0,55 | 0,2809 | 2,142 | 0,1588 | 13.491 | 0.8254 | 25,13 | 7219.623 | 2295,832 | CV |
| 3^{ème} étage | 0,50 | 0,2304 | 2,142 | 0,1443 | 14.840 | 0.8204 | 18,73 | 5348.866 | 2074,107 | CV |
| 4^{ème} étage | 0,50 | 0,2304 | 2,142 | 0,1443 | 14.840 | 0.8204 | 18,73 | 5348.866 | 1859,173 | CV |
| 5^{ème} étage | 0,50 | 0,2304 | 2,142 | 0,1443 | 14.840 | 0.8204 | 18,73 | 5348.866 | 1646,105 | CV |
| 6^{ème} étage | 0,45 | 0,1849 | 2,142 | 0,1299 | 16.489 | 0.8138 | 16,08 | 4554.807 | 1433,88 | CV |
| 7^{ème} étage | 0,45 | 0,1849 | 2,142 | 0,1299 | 16.489 | 0.8138 | 16,08 | 4554.807 | 1227,66 | CV |
| 8^{ème} étage | 0,45 | 0,1849 | 2,142 | 0,1299 | 16.489 | 0.8138 | 16,08 | 4554.807 | 1023,6 | CV |
| 9^{ème} étage | 0,40 | 0,1444 | 2,142 | 0,1155 | 18.550 | 0.8047 | 12,32 | 3450.834 | 819,796 | CV |
| 10^{ème} étage | 0,40 | 0,1444 | 2,142 | 0,1155 | 18.550 | 0.8047 | 12,32 | 3450.834 | 620,882 | CV |
| 11^{ème} étage | 0,35 | 0,1089 | 2,142 | 0,1010 | 21.200 | 0.7918 | 12,32 | 3395.022 | 421,472 | CV |
| 12^{ème} étage | 0,35 | 0,1089 | 2,142 | 0,1010 | 21.200 | 0.7918 | 12,32 | 3395.022 | 226,546 | CV |

Tableau 5.6: Vérification de flambement pour les poteaux.

5.2.4.3. Calcul les longueurs de recouvrement :

D'après RPA99V2003 :

$$L_r = (40 \times \emptyset) \rightarrow \text{Zone I}$$

Cette longueur est représentée par la figure 5.2, et les correspondants à notre étude sont donnés par le tableau 5.7.

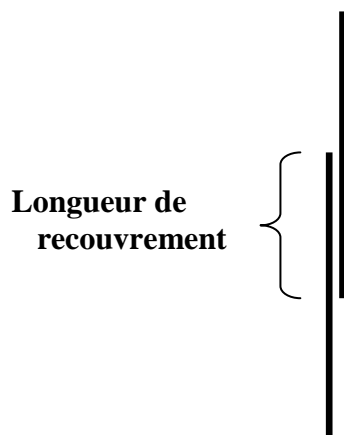


Figure 5.2: Longueur de recouvrement

| \emptyset (mm) | L_r (mm) | L_r choisie (mm) |
|------------------|------------|--------------------|
| T20 | 800 | 800 |
| T16 | 640 | 650 |
| T14 | 560 | 600 |
| T12 | 480 | 500 |

Tableau 5.7: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

5.2.4.4. Calcul des armatures transversales :

Le calcul des sections des armatures transversales et des espacements se fait comme le montre les relations ci-dessous, les résultats sont résumés par le tableau 5.8.

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_{\max} \times s_t}{h \times f_e}$$

Avec:

T_{\max} : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : La contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ; $f_e=235$ MPa.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$$\begin{cases} \rho_a = 2,50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

s_t : L'espacement des armatures transversales :

- Zone nodale : $s_t \leq \text{Min}(10\emptyset_1 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{Zone I.}$
- Zone courante : $s_t' \leq 15\emptyset_1 \rightarrow \text{Zone I.}$

\emptyset_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte les espacements suivant :

- Zone nodale : $s_t \leq \text{Min}(10 \times 1,6 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow s_t \leq \text{Min}(16 ; 15) \text{ cm}$

$$s_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante : $s_t' \leq 15 \times 1,6 \rightarrow s_t' \leq 24 \text{ cm}$

$$s_t' = 15 \text{ cm}$$

$$\emptyset_t \leq \text{Min}(h/35 ; b/10 ; \emptyset_{1 \min})$$

$$\emptyset_t \leq \text{Min}\left(\frac{60}{35} ; \frac{60}{10} ; 1,6\right)$$

$$\emptyset_t \leq 1,6 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = \phi_8$.

| Niveau | h (cm) | T_{max} (KN) | λ_g | ρ_a | St (cm) | St'(cm) | A_t (cm ²) | Choix |
|-------------------------|--------|----------------|-------------|----------|---------|---------|--------------------------|----------|
| RDC60x60 | 60 | 27,456 | 3,57 | 3,75 | 10 | 15 | 0,73 | ϕ_8 |
| RDC55x55 | 55 | 25,346 | 3,89 | 3,75 | 10 | 15 | 0,74 | ϕ_8 |
| 1 ^{ère} étage | 55 | 39,671 | 3,89 | 3,75 | 10 | 15 | 1,15 | ϕ_8 |
| 2 ^{ème} étage | 55 | 49,583 | 3,89 | 3,75 | 10 | 15 | 1,43 | ϕ_8 |
| 3 ^{ème} étage | 50 | 50,825 | 4,284 | 3,75 | 10 | 15 | 1,62 | ϕ_8 |
| 4 ^{ème} étage | 50 | 53,369 | 4,284 | 3,75 | 10 | 15 | 1,70 | ϕ_8 |
| 5 ^{ème} étage | 50 | 59,124 | 4,284 | 3,75 | 10 | 15 | 1,88 | ϕ_8 |
| 6 ^{ème} étage | 45 | 50,456 | 4,76 | 3,75 | 10 | 15 | 1,79 | ϕ_8 |
| 7 ^{ème} étage | 45 | 52,57 | 4,76 | 3,75 | 10 | 15 | 1,86 | ϕ_8 |
| 8 ^{ème} étage | 45 | 55,57 | 4,76 | 3,75 | 10 | 15 | 1,97 | ϕ_8 |
| 9 ^{ème} étage | 40 | 41,452 | 5,35 | 2,5 | 10 | 15 | 1,10 | ϕ_8 |
| 10 ^{ème} étage | 40 | 47,441 | 5,35 | 2,5 | 10 | 15 | 1,26 | ϕ_8 |
| 11 ^{ème} étage | 35 | 31,945 | 6,12 | 2,5 | 10 | 15 | 0,97 | ϕ_8 |
| 12 ^{ème} étage | 35 | 42,241 | 6,12 | 2,5 | 10 | 15 | 1,28 | ϕ_8 |

Tableau 5.8: Les armatures transversales des poteaux.

5.2.5. Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux de RDC(60x60) .Le schéma est illustré sur la figure suivante :

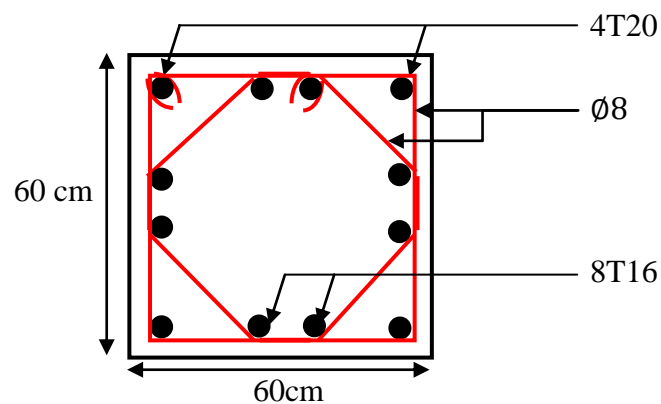


Figure 5.3 : Ferrailage des poteaux de RDC

5.3.3. Moments fléchissants et efforts tranchants :

Le tableau 5.9 présente les sollicitations maximales sous toutes les combinaisons .

| Section (CM) | ELU | | ELS | | Accidentelle | | V _{max} (KN.m) |
|-----------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|----------------------------|
| | M _{travée} (KN.m) | M _{appui} (KN.m) | M _{travée} (KN.m) | M _{appui} (KN.m) | M _{travée} (KN.m) | M _{appui} (KN.m) | |
| PP (30x40) | 51,7629 | 116,9933 | 37,8016 | 84,9363 | 135,977 | 130,3668 | 230,212 |
| PS (30x40) | 52,5455 | 97,5572 | 38,1829 | 71,4148 | 149,3268 | 143,3834 | 189,529 |

Tableau 5.9: Sollicitations maximales dans les poutres principales et secondaires.

5.3.4. Calcul de ferrailage :

On prend un exemple de calcul : une poutre principale :

- Armatures longitudinales:

a. En appui :

➤ ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{116,9933 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,166} = 0,212 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature}$$

(A_{sc}=0).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,201}) = 0,141$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,283) = 0,3397\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}} = \frac{116,9933 \times 10^{-3}}{0,3192 \times 347,82} = 9,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9,90 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **6T16 = 12,06 cm²**.

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2 .$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,2 ; 1,3041) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq 1,3041 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

$$15x^2 + 180,9x - 6512,4 = 0$$

$$x = 15,66 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{sc} (x-d)^2 + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 113245,0455 \text{ cm}^4$$

-Les contraintes : (Fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,0849363 \times 0,1566}{0,001132450455} = 11,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,0849363 \times (0,36 - 0,1566)}{0,001132450455} = 228,83 \text{ KPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

b. En travée :

➤ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51,7629 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,166} = 0,094 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature}$$

(Asc=0).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,201}) = 0,124$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,211) = 0,3422 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{sc}} = \frac{51,7629 \times 10^{-3}}{0,3422 \times 347,82} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,34 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **3T16 = 6,03 cm².**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2 .$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,2 ; 1,3041) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq 1,3041 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + n A_{se} (x-d)^2 - n A_{st} (d-x) = 0 \quad \text{avec : } n=15$$

$$15x^2 + 84,75x - 3051 = 0$$

$$x = 11,71 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{se} (x-d)^2 + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 66060,07283 \text{ cm}^4$$

-Les contraintes : (Fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,0378016 \times 0,1171}{0,0006606007283} = 6,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,0378016 \times (0,36 - 0,1171)}{0,0006606007283} = 208,49 \text{ KPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Armatures maximales :** selon le RPA99V2003 :

A max = 4% (b × h) = 48 cm² zone courante.

A max = 6% (b × h) = 72 cm² zone de recouvrement.

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

A_{st}(travée) ; A_{st}(appui) > A_{min} **Condition vérifiée.**

- **Armatures transversal:**

• **Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; 1,6 ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (1,14 ; 1,2 ; 3)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow \phi 8.$$

• **Calcul des espacements entre les armatures :**

Selon le RPA99V2003 :

➤ Zone nodale :

$$S_t = \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset l; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \text{min} (10; 19,2; 30\text{cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t' \leq 20\text{cm} \rightarrow S_t' = 15 \text{ cm}$$

5.3.5. Vérification des contraintes tangentielle :

➤ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

V : Effort tranchant de la section étudiée.

b : La largeur de la section de la poutre.

d : La hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u \leq \text{min} \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

• **Poutre principale :**

$$\tau_u = \frac{230,212 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,4} = 1,92 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée.**

• **Poutre secondaire :**

$$\tau_u = \frac{189,529 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,4} = 1,58 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée.**

Les sections de ferrailage longitudinales des poutres calculées en utilisant toutes les combinaisons par SAP2000 est donné par les tableaux 5.10 et 5.11.

| Niveau | A _{min} (cm ²) RPA | Appuis (cm ²) | | | Travée (cm ²) | | |
|-------------------------|---|---------------------------|-------|-------|---------------------------|-------|-------|
| | | A _{SAP} | | Choix | A _{SAP} | | Choix |
| | | ELU | ELA | | ELU | ELA | |
| RDC | 6 | 1,665 | 2,551 | 4T14 | 1,665 | 1,665 | 3T14 |
| | | 1,665 | 2,061 | 4T14 | 1,665 | 1,665 | 3T14 |
| 1 ^{ère} étage | 6 | 1,665 | 3,711 | 4T14 | 1,665 | 1,665 | 3T14 |
| | | 1,665 | 3,224 | 4T14 | 1,665 | 1,733 | 3T14 |
| 2 ^{ème} étage | 6 | 2,063 | 4,503 | 4T14 | 1,665 | 2,019 | 3T14 |
| | | 1,665 | 3,949 | 4T14 | 1,665 | 2,094 | 3T14 |
| 3 ^{ème} étage | 6 | 2,546 | 5,051 | 4T14 | 1,665 | 2,275 | 3T14 |
| | | 1,665 | 4,486 | 4T14 | 1,665 | 2,359 | 3T14 |
| 4 ^{ème} étage | 6 | 2,954 | 5,342 | 4T14 | 1,665 | 2,411 | 3T14 |
| | | 2,044 | 4,758 | 4T14 | 1,665 | 2,496 | 3T14 |
| 5 ^{ème} étage | 6 | 3,317 | 5,480 | 4T14 | 1,665 | 2,478 | 3T14 |
| | | 2,430 | 4,880 | 4T14 | 1,665 | 2,554 | 3T14 |
| 6 ^{ème} étage | 6 | 3,712 | 5,489 | 4T14 | 1,665 | 2,480 | 3T14 |
| | | 2,886 | 4,899 | 4T14 | 1,665 | 2,566 | 3T14 |
| 7 ^{ème} étage | 6 | 4,051 | 5,378 | 4T14 | 1,665 | 2,428 | 3T14 |
| | | 3,332 | 4,791 | 4T14 | 1,740 | 2,515 | 3T14 |
| 8 ^{ème} étage | 6 | 4,302 | 5,190 | 4T14 | 1,787 | 2,341 | 3T14 |
| | | 3,607 | 4,682 | 4T14 | 1,844 | 2,424 | 3T14 |
| 9 ^{ème} étage | 6 | 4,624 | 4,934 | 4T14 | 2,066 | 2,218 | 3T14 |
| | | 3,911 | 4,355 | 4T14 | 2,050 | 2,308 | 3T14 |
| 10 ^{ème} étage | 6 | 4,840 | 4,602 | 4T14 | 2,182 | 2,061 | 3T14 |
| | | 4,082 | 4,031 | 4T14 | 1,957 | 2,154 | 3T14 |
| 11 ^{ème} étage | 6 | 5,271 | 4,378 | 4T14 | 2,182 | 1,958 | 3T14 |
| | | 4,300 | 3,799 | 4T14 | 2,016 | 2,039 | 3T14 |
| 12 ^{ème} étage | 6 | 4,729 | 3,799 | 4T14 | 2,219 | 1,673 | 3T14 |
| | | 3,673 | 3,268 | 4T14 | 1,813 | 1,793 | 3T14 |

Tableau 5.10 : Ferrailage des poutres secondaires.

| Niveau | A _{min} (cm ²) RPA | Appuis (cm ²) | | | Travée (cm ²) | | |
|-------------------------|---|---------------------------|-------|-------|---------------------------|-------|-------|
| | | A _{SAP} | | Choix | A _{SAP} | | Choix |
| | | ELU | ELA | | ELU | ELA | |
| RDC | 6 | 5,828 | 5,148 | 6T16 | 3,788 | 2,001 | 3T16 |
| 1 ^{ère} étage | 6 | 5,898 | 5,853 | 6T16 | 3,786 | 2,090 | 3T16 |
| 2 ^{ème} étage | 6 | 6,590 | 6,430 | 6T16 | 3,843 | 2,221 | 3T16 |
| 3 ^{ème} étage | 6 | 7,111 | 7,753 | 6T16 | 3,905 | 2,416 | 3T16 |
| 4 ^{ème} étage | 6 | 7,568 | 8,172 | 6T16 | 3,966 | 2,542 | 3T16 |
| 5 ^{ème} étage | 6 | 7,971 | 8,394 | 6T16 | 4,002 | 2,620 | 3T16 |
| 6 ^{ème} étage | 6 | 8,425 | 8,537 | 6T16 | 4,059 | 2,647 | 3T16 |
| 7 ^{ème} étage | 6 | 8,817 | 8,640 | 6T16 | 4,101 | 2,633 | 3T16 |
| 8 ^{ème} étage | 6 | 9,136 | 8,525 | 6T16 | 4,141 | 2,599 | 3T16 |
| 9 ^{ème} étage | 6 | 9,497 | 8,505 | 6T16 | 4,183 | 2,566 | 3T16 |
| 10 ^{ème} étage | 6 | 9,673 | 8,295 | 6T16 | 4,235 | 2,541 | 3T16 |
| 11 ^{ème} étage | 6 | 10,349 | 8,296 | 6T16 | 4,180 | 2,483 | 3T16 |
| 12 ^{ème} étage | 6 | 9,829 | 7,986 | 6T16 | 4,555 | 2,740 | 3T16 |

Tableau 5.11: Ferrailage des poutres principales.

5.3.6. Calcul des longueurs d'ancrage et de recouvrement :

La longueur d'ancrage : D'après le (C.B.A.93)

La longueur d'ancrage : $L \geq L_2 + r + \emptyset/2$

Avec : r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA).

\emptyset : Diamètre d'armature.

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

$$L_1 = 10\emptyset$$

(L_1 ; L_2) : Longueurs rectilignes.

$$L_s : \text{Longueur de scellement droit.} \rightarrow L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau'_s}$$

$$\tau'_s : \text{Contrainte d'adhérence} \rightarrow \tau'_s = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$$

$$(\psi) : \text{Coefficient d'ancrage} \rightarrow \psi = 1,5 \text{ pour les aciers (HA).}$$

$$L \text{ d'ancrage de la courbe } (\theta = 90^\circ) \rightarrow (\alpha = 1,87) ; (\beta = 2,19)$$

$$(F_e = 400 \text{ MPa}) ; (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa})$$

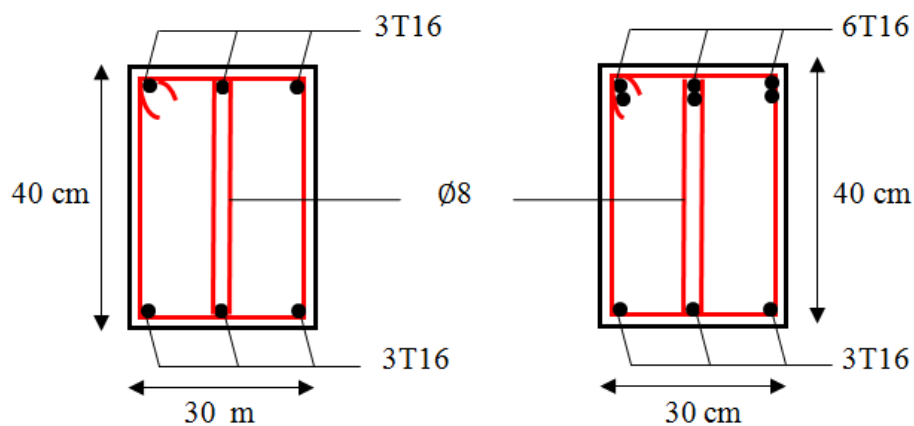
| \emptyset (mm) | τ_s MPa | L_s (mm) | L_1 (mm) | r (mm) | L_2 (mm) | L (mm) calculé | L (mm) choisie |
|---------------------|-----------------|---------------|---------------|----------|---------------|---------------------|---------------------|
| Ø14 | 2,835 | 493,83 | 140 | 77 | 63,4 | 147,4 | 150 |
| Ø16 | 2,835 | 564,37 | 160 | 88 | 72,45 | 168,45 | 170 |

Tableau 5.12 : Tableau d'ancrage des armatures.

5.3.7. Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

Les schémas de ferrailage des poutres principales et celui des poutres secondaires sont par la figure 5.4.

➤ Poutre principale:



➤ Poutre secondaire :

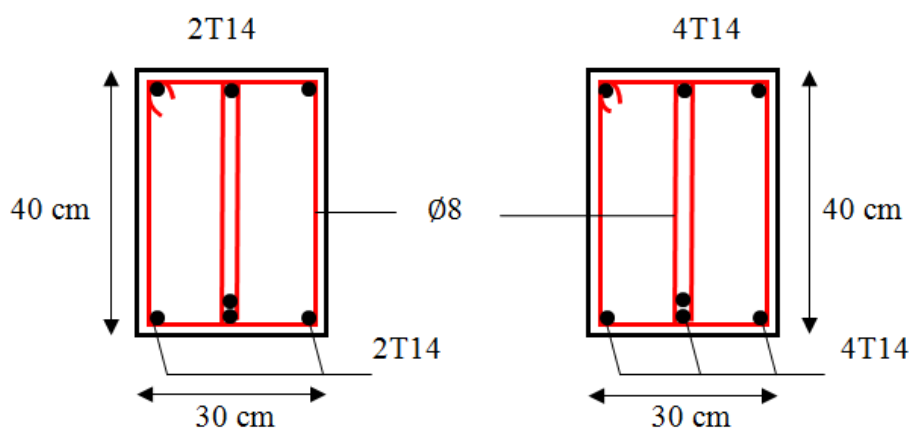


Figure 5.4 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

5.3.8. Vérification de la flèche : D'après (C.B.A.93) :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f_i \leq f_{admissible}$

Avec : $f_{admissible} = \frac{L}{500}$ Si la portée (L) inférieure au plus égale à 5 m.

$f_{admissible} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$ Si la portée (L) est supérieure à 5 m.

f_i : Flèche sous chargement instantané $\rightarrow f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fi})}$

f_v : Flèche sous chargement de longue durée $\rightarrow f_v = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_v \times I_{fv})}$

Avec : $I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$ et $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$

$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))} = 8,1839$ et $\lambda_v = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$

$I_0 = \frac{bh^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$; $\varphi = \frac{A_{st}}{b \times d}$; $\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + f_{t28}}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $n = 15$

$E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$; $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347,83 \text{ MP}$.

La vérification des flèches admissibles est montrée par le tableau 5.13.

| Poutre principale | | | Poutre secondaire | | | Observation |
|-------------------|------------|-----------------------|-------------------|------------|-----------------------|-------------|
| f_i (cm) | f_v (cm) | $f_{admissible}$ (cm) | f_i (cm) | f_v (cm) | $f_{admissible}$ (cm) | |
| 0.0002428 | 0,007 | 0.6 | 0.126 | 0.37 | 0.6 | CV |

Tableau 5.13 : Les valeurs des flèches des poutres

5.3.9. Vérification des zones nodales :

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, c.à.d au niveau des nœuds et ça afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

Pour la vérification des zones nodales il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1.25, c.à.d : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_c| + |M_w| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

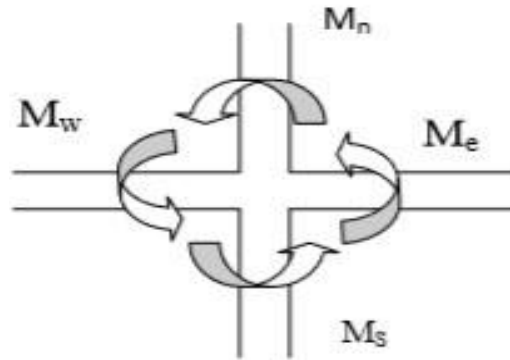


Figure 5.5 : Répartition des moments dans les zones nodales

a. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_{st}$$

Avec :

A_s : La section d'armature adopter sans prendre en compte les barres de recouvrement.

Z : Bras de levier de la section du béton $\rightarrow Z = 0,9 \times h$

σ_{st} : Contrainte limite des aciers $\rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

| Niveau | Section (cm ²) | Z (cm) | σ_{st} (MPa) | A_s (cm ²) | M_r (KN.m) |
|----------------|----------------------------|--------|---------------------|--------------------------|--------------|
| RDC | 60x60 | 54 | 347,826 | 28,65 | 538,12 |
| RDC, Etage 1,2 | 55x55 | 49,5 | 347,826 | 25,13 | 432,67 |
| Etage 3,4,5 | 50x50 | 45 | 347,826 | 18,73 | 293,16 |
| Etage 6,7,8 | 45x45 | 40,5 | 347,826 | 16,08 | 226,51 |
| Etage 9,10 | 40x40 | 36 | 347,826 | 12,32 | 154,26 |
| Etage 11 | 35x35 | 31,5 | 347,826 | 12,32 | 134,98 |

Tableau 5.14 : Moments résistant dans les poteaux.

b. Détermination du moment résistant dans les poutres :

✓ Poutres principales et secondaires :

| type | section | Z (cm) | σ_{st} (MPa) | A_s (cm ²) | Mr (KN.m) |
|---------------------|---------|--------|---------------------|--------------------------|-----------|
| Poutres principales | 30x40 | 36 | 347,826 | 15,45 | 193,46 |
| Poutres secondaires | 30x40 | 36 | 347,826 | 12,32 | 154,27 |

Tableau 5.15 : Moments résistant dans les poutres.

Vérification:

La vérification des zones nodales est résumée par le tableau 5.16. On remarque certains cas ne sont pas vérifiés en effet on augmente pour ces cas le ferrailage des poteaux (tableau 5.17). Ensuite on calcul de nouveau les moments résistants tels que c'est montré par le tableau 5.18 et on refait la vérification (tableau 5.19) où on déduit que les conditions sont vérifiées.

| niveaux | plan | Me=Mw | Ms | Mn | 1,25×(Me+Mw) | Ms+Mn | Observation |
|-----------------|------|--------|--------|--------|--------------|--------|-------------|
| RDC | pp | 193,46 | 432,67 | 432,67 | 483,65 | 865,34 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 865,34 | C.V |
| Etage 1 | pp | 193,46 | 432,67 | 432,67 | 483,65 | 865,34 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 865,34 | C.V |
| Etage 2 | pp | 193,46 | 432,67 | 293,16 | 483,65 | 725,83 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 725,83 | C.V |
| Etage 3 | pp | 193,46 | 293,16 | 293,16 | 483,65 | 586,32 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 586,32 | C.V |
| Etage 4 | pp | 193,46 | 293,16 | 293,16 | 483,65 | 586,32 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 586,32 | C.V |
| Etage 5 | pp | 193,46 | 293,16 | 226,51 | 483,65 | 519,67 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 519,67 | C.V |
| Etage 6 | pp | 193,46 | 226,51 | 226,51 | 483,65 | 453,02 | C.N.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 453,02 | C.V |
| Etage 7 | pp | 193,46 | 226,51 | 226,51 | 483,65 | 453,02 | C.N.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 453,02 | C.V |
| Etage 8 | pp | 193,46 | 226,51 | 154,26 | 483,65 | 380,77 | C.N.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 380,77 | C.N.V |
| Etage 9 | pp | 193,46 | 154,26 | 154,26 | 483,65 | 308,52 | C.N.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 308,52 | C.N.V |
| Etage 10 | pp | 193,46 | 154,26 | 134,98 | 483,65 | 289,24 | C.N.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 289,24 | C.N.V |

Tableau 5.16 : Vérification de la zone nodale

| Niveau | B=h(cm) | A choisie | Ferrailage |
|-------------------------------|---------|-----------|------------|
| RDC60x60 | 60 | 28,65 | 4T20 +8T16 |
| RDC55x55 | 55 | 25,13 | 8T20 |
| 1^{ère} étage | 55 | 25,13 | 8T20 |
| 2^{ème} étage | 55 | 25,13 | 8T20 |
| 3^{ème} étage | 50 | 20,61 | 4T20+4T16 |
| 4^{ème} étage | 50 | 20,61 | 4T20+4T16 |
| 5^{ème} étage | 50 | 20,61 | 4T20+4T16 |
| 6^{ème} étage | 45 | 20,61 | 4T20+4T16 |
| 7^{ème} étage | 45 | 20,61 | 4T20+4T16 |
| 8^{ème} étage | 45 | 20,61 | 4T20+4T16 |
| 9^{ème} étage | 40 | 20,61 | 4T20+4T16 |
| 10^{ème} étage | 40 | 20,61 | 4T20+4T16 |
| 11^{ème} étage | 35 | 20,61 | 4T20+4T16 |
| 12^{ème} étage | 35 | 16,08 | 8T16 |

Tableau 5.17:Nouveau ferrailage des poteaux.

| Niveau | Section (cm ²) | Z (cm) | σ_{st} (MPa) | A _s (cm ²) | Mr (KN.m) |
|---------------|----------------------------|--------|---------------------|-----------------------------------|-----------|
| RDC | 60x60 | 54 | 347,826 | 28,65 | 538,12 |
| RDC,Etage 1,2 | 55x55 | 49,5 | 347,826 | 25,13 | 432,67 |
| Etage 3,4,5 | 50x50 | 45 | 347,826 | 20,61 | 322,59 |
| Etage 6,7,8 | 45x45 | 40,5 | 347,826 | 20,61 | 290,33 |
| Etage 9,10 | 40x40 | 36 | 347,826 | 20,61 | 258,07 |
| Etage 11 | 35x35 | 31,5 | 347,826 | 16,08 | 225,81 |

Tableau 5.18 : Moments résistant dans les poteaux avec le nouveau ferrailage.

| niveaux | plan | Me=Mw | Ms | Mn | 1,25×(Me+Mw) | Ms+Mn | Observation |
|-----------------|------|--------|--------|--------|--------------|--------|-------------|
| RDC | pp | 193,46 | 432,67 | 432,67 | 483,65 | 865,34 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 865,34 | C.V |
| Etage 1 | pp | 193,46 | 432,67 | 432,67 | 483,65 | 865,34 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 865,34 | C.V |
| Etage 2 | pp | 193,46 | 432,67 | 322,59 | 483,65 | 725,83 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 725,83 | C.V |
| Etage 3 | pp | 193,46 | 322,59 | 322,59 | 483,65 | 645,18 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 645,18 | C.V |
| Etage 4 | pp | 193,46 | 322,59 | 322,59 | 483,65 | 645,18 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 645,18 | C.V |
| Etage 5 | pp | 193,46 | 322,59 | 290,33 | 483,65 | 612,92 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 612,92 | C.V |
| Etage 6 | pp | 193,46 | 290,33 | 290,33 | 483,65 | 580,66 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 580,66 | C.V |
| Etage 7 | pp | 193,46 | 290,33 | 290,33 | 483,65 | 580,66 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 580,66 | C.V |
| Etage 8 | pp | 193,46 | 290,33 | 258,07 | 483,65 | 548,40 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 548,40 | C.V |
| Etage 9 | pp | 193,46 | 258,07 | 258,07 | 483,65 | 516,14 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 516,14 | C.V |
| Etage 10 | pp | 193,46 | 258,07 | 225,81 | 483,65 | 483,88 | C.V |
| | ps | 154,27 | | | 385,675 | 483,88 | C.V |

Tableau 5.19 : Vérification de la zone nodale après changement de ferrailage.

5.4. Les voiles :

5.4.1. Introduction :

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement.

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces derniers données par logicielle de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : RPA99V2003 et du (C.B.A.93).

5.4.2. Combinaisons des charges :

- ✓ **Selon (C.B.A.93) :** Les combinaisons fondamentales.
 - ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
 - ELS : $G + Q$
- ✓ **Selon RPA99V2003 :** Les combinaisons accidentelles.
 - $G + Q \pm E_x$
 - $G + Q \pm E_y$
 - $0,8 G \pm E_x$
 - $0,8 G \pm E_y$

5.4.3. Les recommandations du RPA99V2003 :

a. Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_r < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

c. Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

d. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

e. Règles communes:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- En zone courante 0,10 %.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$St \leq 1,5 a$$

$$St \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \bar{V} / f_e$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.4.4. Disposition des voiles :

La répartition des voiles est présentée dans la figure suivante :

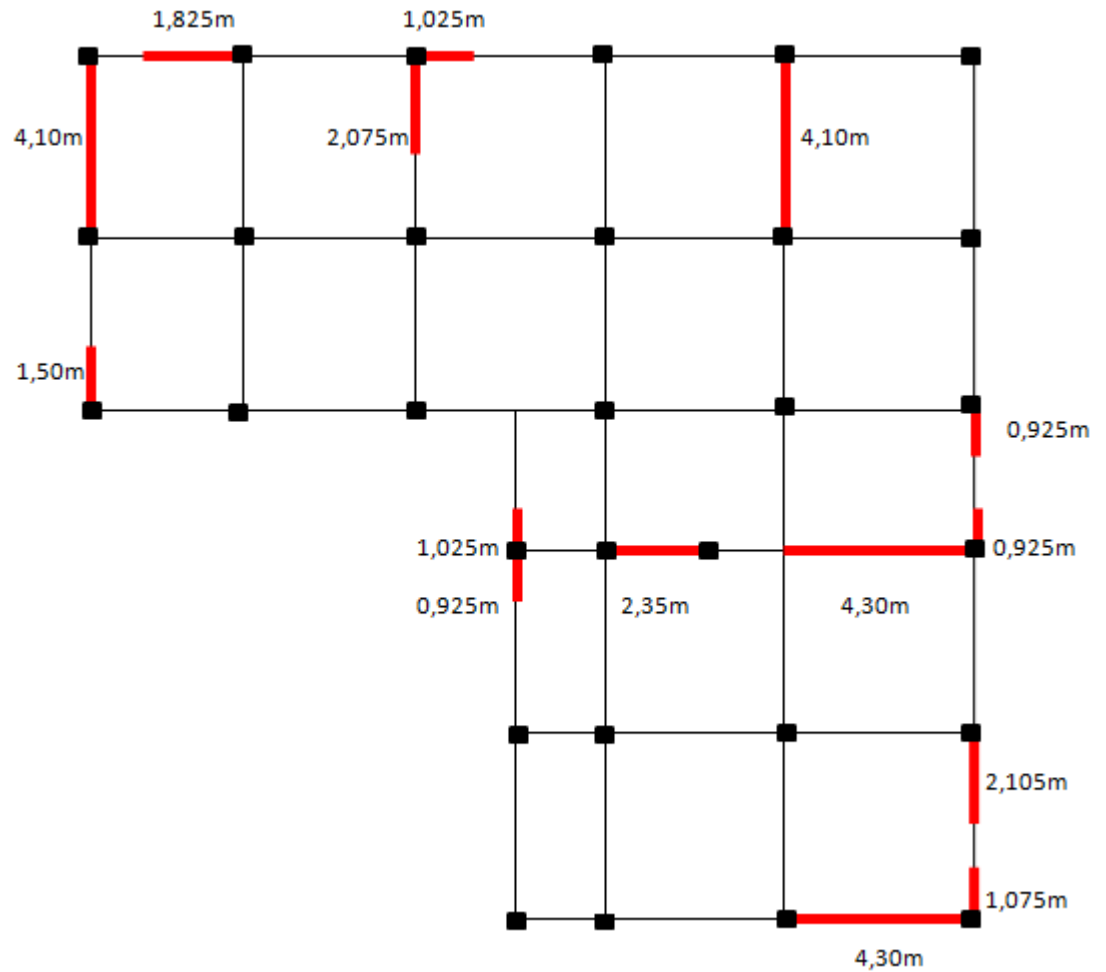


Figure 5.6 : Disposition des voiles

5.4.5. Calcul des armatures :

5.4.5.1. Armatures verticales:

Le ferrailage vertical des voiles se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$).
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant (M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$).

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans les tableaux suivants :

| Sens | Niveau | L _{voile} | M _{max} → N _{correspondant} | | N _{max} → M _{correspondant} | |
|------|-----------|--------------------|---|----------------------------|---|----------------------------|
| | | | M _{max} | N _{correspondant} | N _{max} | M _{correspondant} |
| x-x | RDC+ETAGE | 4,30m | 29.7058 | -60.51 | 339.28 | 4.3835 |
| | RDC+ETAGE | 2,35m | 12.8578 | -198.57 | 157.23 | 2.9592 |
| | RDC+ETAGE | 1,825m | 11.561 | -95.55 | 252.14 | 1.7418 |
| | RDC+ETAGE | 1,025m | 3.5399 | -93.57 | 197.6 | 0.3923 |
| y-y | RDC+ETAGE | 4,10m | 19.6233 | -177.94 | 635.57 | 2.4583 |
| | RDC+ETAGE | 2,105 | 3.4134 | -31.83 | 155.92 | 1.0121 |
| | RDC+ETAGE | 2,075 | 4.1071 | -505.6 | 144.59 | 2.2407 |
| | RDC+ETAGE | 1,075 | 1.7985 | 119.13 | 355.64 | 0.3144 |
| | RDC+ETAGE | 1,025 | 6.8251 | -3.68 | 233.02 | 0.4045 |
| | RDC+ETAGE | 1 | 12.1348 | -114.22 | 358.21 | 0.2399 |
| | RDC+ETAGE | 0,925 | 10.272 | -84.39 | 448.16 | 0.4526 |

Tableau 5.20 : Sollicitations maximales des voiles

a. Méthode de calcul :

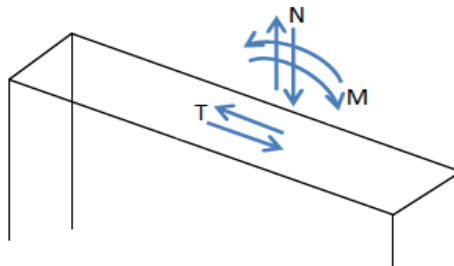


Figure 5. 1 : Voile soumis à la flexion.

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

A : La section transversale du voile.

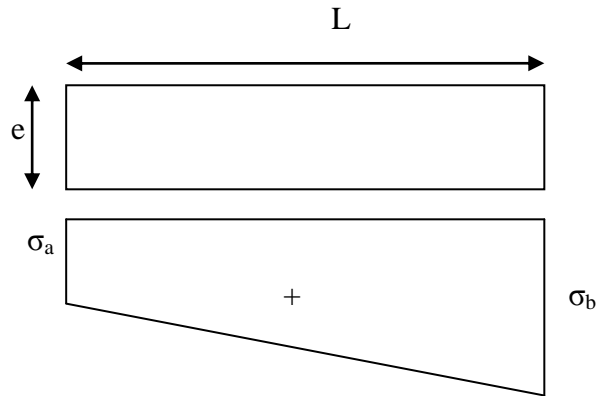
M : Le moment fléchissant appliqué.

V : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

I : Le moment d'inertie du voile.

Remarque : On distingue trois cas :

- **1^{er} cas :** Si $(\sigma_a; \sigma_b) > 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (SET) (Pas de zone comprimée).

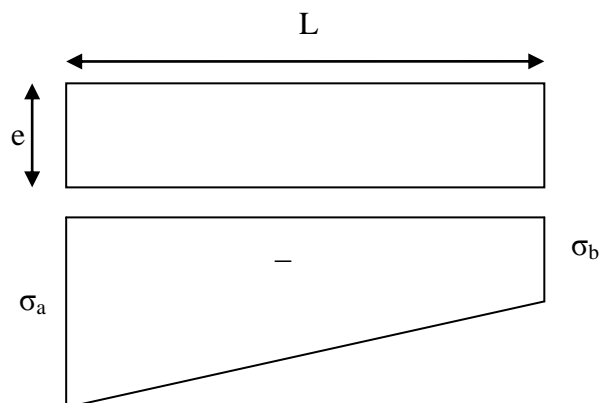


L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$.

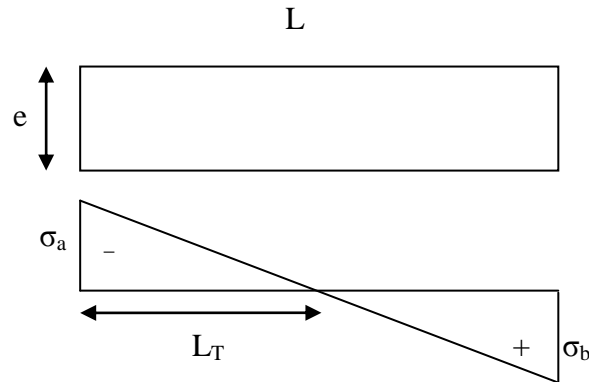
La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$.

- **2^{ème} Cas :** Si $(\sigma_a; \sigma_b) < 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée, (SEC) (pas de Zone tendue). la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.

$$A_{\min} = 0,2\% \times L \times e$$



3^{ème} Cas : Si $(\sigma_a; \sigma_b)$ sont des signes différent \rightarrow La section du voile est partiellement comprimée (SPC). On calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.



La longueur de la zone tendue : $L_T = \frac{\sigma_a \times L}{\sigma_a + \sigma_b}$

L'effort de traction égale à : $F_T = \sigma_t \times A$; $A = \frac{1}{2} \times e \times L_T$

La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$.

b. Exemple de calcul :

- **Lee voiles sens x-x L= 4,30 m du RDC:**

Avec $(N_{max} ; M_{correspondant})$ au noud 147 :

$N = 339.28 \text{ KN/ml}$

$M = 4,3835 \text{ KN.m/ml}$

$e = 0,20 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,00 ; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml $\rightarrow (L=1\text{m})$

$A = e \times L = 0,2 \times 4,30 = 0,86 \text{ m}^2$

$V = \frac{L}{2} = \frac{L}{2} = 2,15 \text{ m}$

$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 4,30^3}{12} = 1,325 \text{ m}^4$

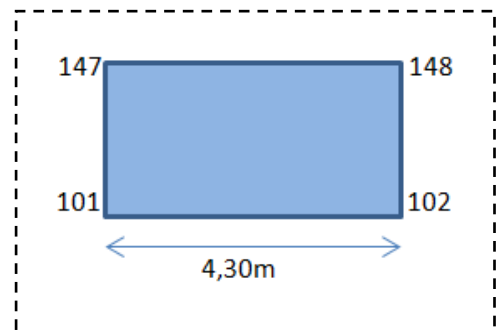
-Calcul des contraintes :

$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{339.28 \times 10^{-3}}{0,86} + \frac{4,3835 \times 10^{-3} \times 0,5}{1,325} = 401.624 \text{ MPa} > 0$

$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{339.28 \times 10^{-3}}{0,86} - \frac{4,3835 \times 10^{-3} \times 0,5}{1,325} = 387.399 \text{ MPa} > 0$

$(\sigma_a; \sigma_b) > 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (SET).

L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2} = \frac{(401.624 + 387.399) \times 4,30 \times 0,2}{2} = 339,28 \text{ KN}$



La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}} = \frac{339,28.10E-3}{400} = 8,48.10^{-4} m^2$.

$A_v = 8,48 cm^2$.

$A_{min} = 0,15\% \times L \times e = 0,15\% \times 0,2 \times 4,30 = 12,90 \times 10^{-4} m^2$.

L'espacement < min (1,5 e ; 30 cm) → St < min (1,5 × 20 ; 30 cm).

St ≤ 30 cm.

c. Les résultats de calcul et le choix des armatures verticales sont résumés dans les tableaux suivants :

Avec :

- ✓ A_v calculé cm^2/ml : Ferrailage vertical calculé pour une bande de 1 ml.
- ✓ A_v min cm^2/ml : Quantité minimale d'armature verticale pour une bande de 1 ml.
- ✓ A_v adopté cm^2 : Ferrailage vertical adopté pour toute la section du voile.
- ✓ St'_{Av} cm : Espacement entre les armatures verticales dans la zone extrême.
- ✓ L'_{Av} cm : Longueur de la zone extrême.
- ✓ St_{Av} cm : Espacement entre les armatures verticales dans la zone courante.

| voil | A_v calculé cm^2 | A_v min cm^2 | A_v adopté cm^2 | Z.E | | Z.C |
|-----------------|-------------------------|---------------------|------------------------|---------------|--------------|--------------|
| | | | | St'_{Av} cm | L'_{Av} cm | St_{Av} cm |
| L=4,30m | 8,48 | 12,90 | 2×19T12= 2×21,49 | 15 | 43 | 28 |
| L=2,35m | 3,93 | 7,05 | 2×11T12= 2×12,44 | 15 | 23,5 | 29 |
| L=1,825m | 6,30 | 5,475 | 2×10T12= 2×11,31 | 15 | 18,25 | 24,5 |
| L=1,025m | 4,94 | 3,075 | 2×6T12= 2×6,79 | 15 | 10,25 | 24 |

Tableau 5.21 : Ferrailage verticale des voiles (Sens x-x).

| voile | A _v calculé cm ² | A _v min cm ² | A _v adopté cm ² | Z.E | | Z.C |
|-----------------|---|---------------------------------------|--|----------------------|---------------------|---------------------|
| | | | | St' _{Av} cm | L' _{Av} cm | St _{Av} cm |
| L=4,10m | 15,89 | 12,30 | 2×18T12= 2×20,34 | 15 | 41 | 29 |
| L=2,105m | 3,90 | 6,315 | 2×10T12= 2×11,31 | 15 | 21,05 | 30 |
| L=2,075m | 3,61 | 6,225 | 2×10T12= 2×11,31 | 15 | 20,75 | 29,5 |
| L=1,075m | 8,89 | 3,225 | 2×6T14= 2×9,24 | 15 | 10,75 | 25,5 |
| L=1,025m | 5,83 | 3,075 | 2×6T12= 2×6,79 | 15 | 10,25 | 24 |
| L=1,00m | 8,96 | 3,00 | 2×6T14= 2×9,24 | 15 | 10,00 | 23 |
| L=0,925m | 11,20 | 2,775 | 2×6T16= 2×12,06 | 15 | 9,25 | 20,5 |

Tableau 5.22 : Ferrailage verticale des voiles (Sens y-y).

5.4.5.2. Armatures horizontales:

a. Vérification sous les sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ et } \bar{V} = 1,4V$$

V : L'effort tranchant maximum.

b₀ : La longueur de voile.

d : Hauteur utile. → d = 0,9h

f_{c28} = 25 MPa.

| Voile | V_{\max} (KN) | \bar{V} (KN/) | b_0 (m) | d (m) | τ_b (MPa) | $\bar{\tau}_b$ (MPa) | Observation |
|------------------------|--------------------|-----------------|-----------|---------|----------------|-------------------------|-------------|
| Sens x-x L= 4,30 m | 16,81 | 23,534 | 4,30 | 0,18 | 0,0304 | 5 | CV |
| Sens x-x L= 2,35m | 8,68 | 12,152 | 2,35 | 0,18 | 0,0287 | 5 | CV |
| Sens x-x L= 1,825m | 6,86 | 6,604 | 1,825 | 0,18 | 0,0292 | 5 | CV |
| Sens x-x L=1,025m | 2,47 | 3,458 | 1,025 | 0,18 | 0,0187 | 5 | CV |
| Sens y-y L= 4,10m | 12,67 | 17,738 | 4,10 | 0,18 | 0,0240 | 5 | CV |
| Sens y-y L= 2,105 m | 2,43 | 3,402 | 2,105 | 0,18 | 0,0090 | 5 | CV |
| Sens y-y L= 2,075m | 2,20 | 3,08 | 2,075 | 0,18 | 0,0082 | 5 | CV |
| Sens y-y L= 1,075 m | 0,65 | 0,91 | 1,075 | 0,18 | 0,0047 | 5 | CV |
| Sens y-y L= 1,025 m | 4,90 | 6,86 | 1,025 | 0,18 | 0,0372 | 5 | CV |
| Sens y-y L= 1,00 m | 8,91 | 12,474 | 1,00 | 0,18 | 0,0693 | 5 | CV |
| Sens y-y L= 0,925 m | 5,87 | 8,218 | 0,925 | 0,18 | 0,0494 | 5 | CV |

Tableau 5.23: Vérification des voiles au cisaillement.

b. Méthode de calcul des armatures horizontales :

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times St \times (\tau_b - 0,3 \times k \times ft')}{0,9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec : (K = 0) : Cas de reprise de bétonnage.

($\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Cas général) ; ($f_e = 400$ MPa) ; ($\alpha = 90^\circ \rightarrow$ Armatures droites)

D'après le RPA99V2003 : $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$

c. Exemple de calcul :

- Le voile sens x-x L= 4,30: ($V_{\max} = 16,81$ KN/ml)

Avec : ($e = 0,20$ m) ; ($L = 4,30$ ml) ; ($d = 3,87$ m)

$$\tau_b = 0,0304 \text{ MPa}$$

$$St \leq \min(1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St = 30 \text{ cm}$$

-Calcul de la section d'armature horizontale :

$$A_h \geq \frac{0,2 \times 1,15 \times 0,30 \times 0,0304}{0,9 \times 400 \times 1} \times 10^4 \rightarrow A_h = 0,058 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99V2003 :

$$A_{h \min} = 0,0015 \times 20 \times 430 = 12,9 \text{ cm}^2 > A_h \text{ (calculé)} = 0,058 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{h \min} = 12,9 \text{ cm}^2.$$

d. Les résultats de calcul et le choix des armatures horizontales sont résumés dans les tableaux suivants :

Avec :

- ✓ $A_{h \text{ calculé}} \text{ cm}^2/\text{ml}$: Ferrailage horizontal calculé pour une bande de 1 ml.
- ✓ $A_{h \min} \text{ cm}^2/\text{ml}$: Quantité minimale d'armature horizontale pour une bande de 1 ml.
- ✓ $A_{h \text{ adopté}} \text{ cm}^2$: Ferrailage horizontale adopté pour toute la section du voile.
- ✓ $St_{A_h} \text{ cm}$: Espacement entre les armatures horizontales.

| voil | τ_b MPa | $A_{h \text{ calculé}}$ cm^2/ml | $A_{h \min}$ cm^2/ml | $A_{h \text{ adopté}}$ cm^2 | St_{A_h} cm |
|-----------------|-----------------|--|---|---|------------------|
| L=4,30m | 0,0304 | 0,058 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |
| L=2,35m | 0,0287 | 0,055 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |
| L=1,825m | 0,0292 | 0,060 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |
| L=1,025m | 0,0187 | 0,036 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |

Tableau 5.24 : Ferrailage horizontale des voiles (Sens x-x).

| voil | τ_b MPa | Ah calculé cm ² /ml | Ah min cm ² /ml | Ah adopté cm ² | St Ah cm |
|----------|--------------|-----------------------------------|-------------------------------|---------------------------|----------|
| L=4,10m | 0,0240 | 0,046 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |
| L=2,105m | 0,0090 | 0,017 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |
| L=2,075m | 0,0082 | 0,016 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |
| L=1,075m | 0,0047 | 0,009 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |
| L=1,025m | 0,0372 | 0,0713 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |
| L=1,00m | 0,0693 | 0,133 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |
| L=0,925m | 0,0494 | 0,095 | 9,18 | 2×13T10= 2×10,21 | 25,5 |

Tableau 5.25 : Ferrailage horizontale des voiles (Sens y-y).

5.4.6. Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les voiles de sens y-y L=2,075m de RDC .Le schéma est illustré sur la figure suivante :

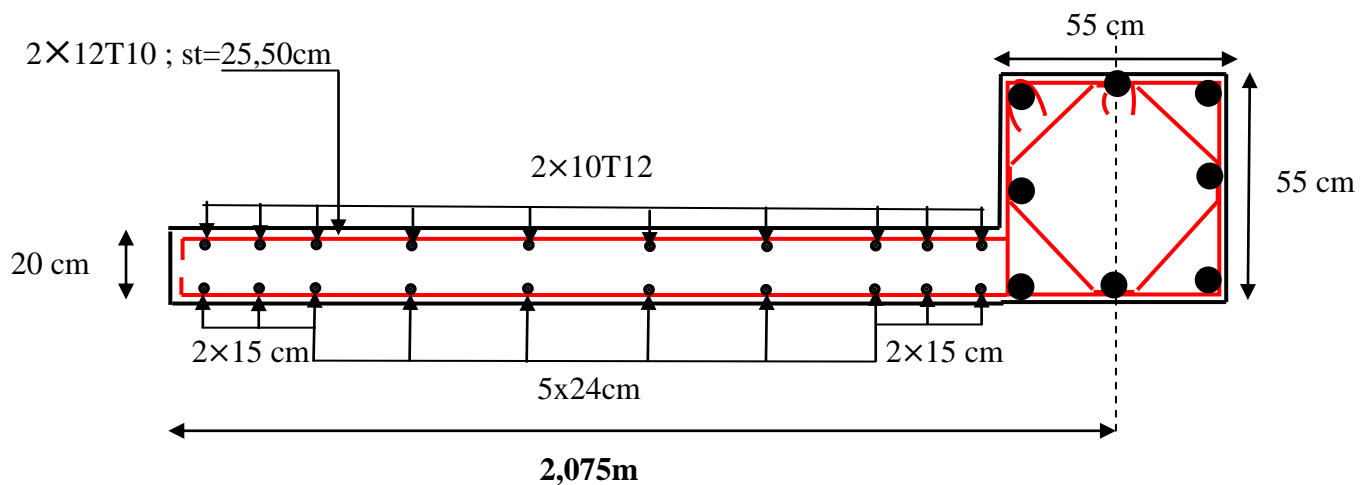


Figure 5.8 : Schéma de ferrailage du voile (Sens y-y ;L= 2,075m) pour RDC

5.5. Conclusion :

- Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.
- Les poteaux et les poutres sont été calculés et ferrailé. Le ferrailage adoptée est le minimum donnée par le RPA .Il est noté que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par BAEL ou par SAP.
- Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP.
- Les ferrailages adoptés respectent les recommandations de RPA et le BAEL.

CHAPITRE 6 :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

6.1. Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

6.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2.2 bars.

6.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

6.4. Etudes des semelles filantes :

On choisit une semelle filante située sous un portique central de six poteaux :

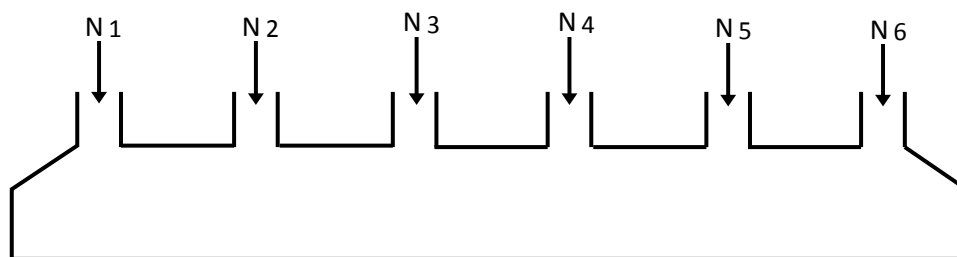


Figure 6.1 : Semelle filante sous portique centrale.

6.4.1. Pré dimensionnement des semelles filantes :

Le pré-dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum Ni}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}}$$

Avec :

$\sum Ni$: La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

L : La longueur de la file considérée

B : La largeur de la semelle filante.

$\bar{\sigma}_{\text{admissible}}$: Contrainte admissible du sol

Exemple:

On prend un semelle filante dans le sens y-y :

$$L = 20,50 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{admissible}} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$N_s = \sum Ni = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6$$

$$N_s = 901,208 + 1383,475 + 759,076 + 1401,047 + 1801,038 + 1278,607 = 7524,451 \text{ KN.}$$

La largeur de la semelle filante :

$$\frac{\sum Ni}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}}$$

$$\frac{7524,451}{20,50 \times B} \leq 0,22 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{7524,451}{20,50 \times 0,22} \text{ m}$$

$$B \geq 1,84 \text{ m}$$

On adopté une semelle filante de $(20,50 \times 1,90) \text{ m}^2$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 0,3375 \text{ m}$$

on prend $d = 0,35 \text{ m}$

$$h_t = d + 5 = 0,40 \text{ m}$$

| sens | Type | Ns | L | B | h₀ |
|-------------|-----------------------|-----------|----------|----------|----------------------|
| y-y | File 1 SF1 | 4405.473 | 9.6 | 2.2 | 0.5 |
| | File 2 SF2 | 4355.821 | 9.6 | 2.3 | 0.5 |
| | File 3 SF3 | 5707.273 | 10 | 3 | 0.7 |
| | File 4 SF4 | 2826.67 | 7.125 | 1.9 | 0.4 |
| | File 5 SF5 | 7524.451 | 20.5 | 1.9 | 0.4 |
| | File 6 SF6 | 9636.964 | 20.5 | 2.9 | 0.65 |
| | File 7 SF7 | 11167.331 | 20.5 | 2.6 | 0.6 |
| x-x | File 1 SF1 | 4069.881 | 9.6 | 2 | 0.45 |
| | File 2 SF2 | 5456.834 | 11.5 | 2.2 | 0.5 |
| | File 3 SF3 | 8124.579 | 11.5 | 3.3 | 0.75 |
| | File 4 SF4 | 8724.739 | 20.5 | 2.2 | 0.5 |
| | File 5 SF5 | 8459.661 | 20.5 | 2 | 0.45 |
| | File 6 SF6 | 9096.541 | 20.5 | 2.3 | 0.5 |

Tableau 6.1: Les sections des différentes semelles filantes

On remarque un petit espace entre les semelles dans les 2 sens, donc on doit passer à un radier général.

4.5. Radier général :

6.5.1. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

6.5.2. Pré dimensionnement :

- Condition de coffrage :

Pour les nervures :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

avec : h_t est la hauteur de la nervure.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs : $L_{\max}=440\text{cm}$.

$$h_t \geq 44\text{cm}.$$

On opte pour une hauteur : $h_t=60\text{cm}$

Pour la dalle :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

avec : h_n est la hauteur de la dalle.

$$h_d \geq 22\text{cm}$$

On opte pour une hauteur : $h_d= 40\text{cm}$.

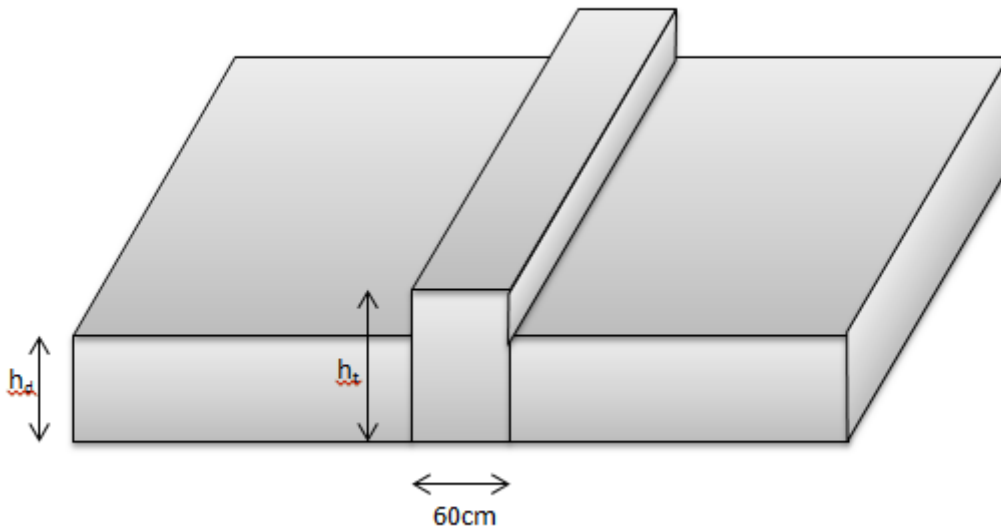


Figure 6.2 : dimension du radier

Débordement (D) :

$$D \geq \max (h_t/2 ; 30\text{cm})$$

On adopte : $D = 1\text{m}$ dans les sens

La surface du radier :

$$S_{\text{Rad}} = 327,67\text{cm}.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{52554,138}{220} = 238,88\text{m}^2 \rightarrow \text{CV}.$$

6.5.3. modélisation du radier :

La modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, comme élément plaque Sursol élastique.

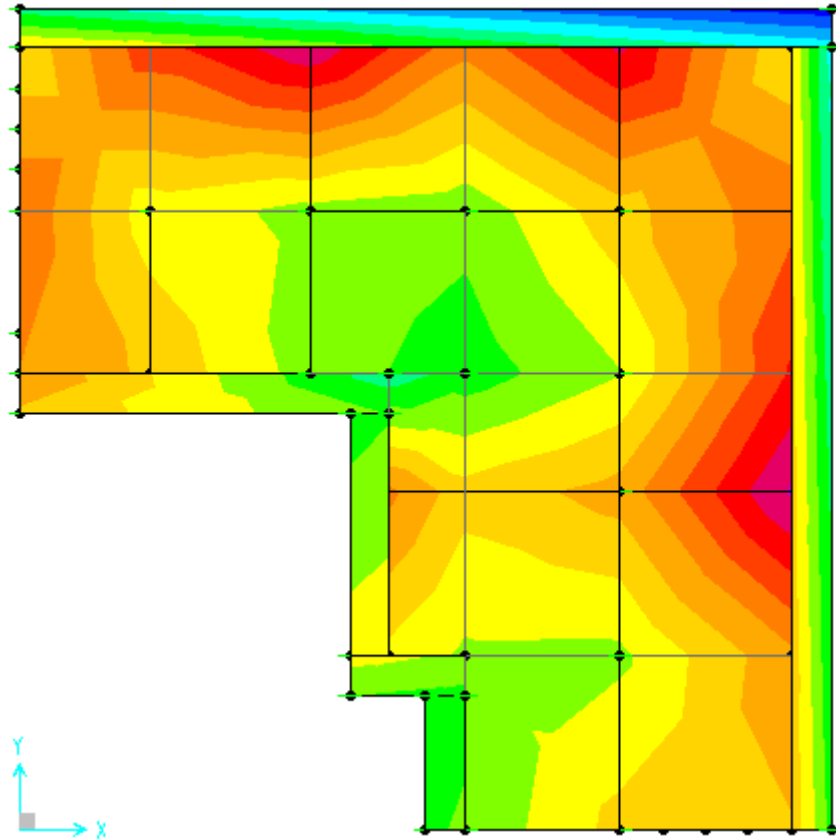



Figure 6.3: modélisation du radier.


4.5.4. Vérification de la contrainte du sol:


La condition qu'on doit vérifier est la suivante: $\sigma_b \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K = 0,00719 \times 44000 = 316,36 \text{ KPa} > \sigma_{sol} \quad \rightarrow \quad \text{CNV}$$

on augment la hauteur de la nervure, on prend : $h_t = 80\text{cm}$ dans 4 places et $h_t = 140\text{cm}$ dans 2 places. Elle est représentée dans la figure suivante :

 $h_t = 60\text{cm}$

 $h_t = 80\text{cm}$

 $h_t = 140\text{cm}$

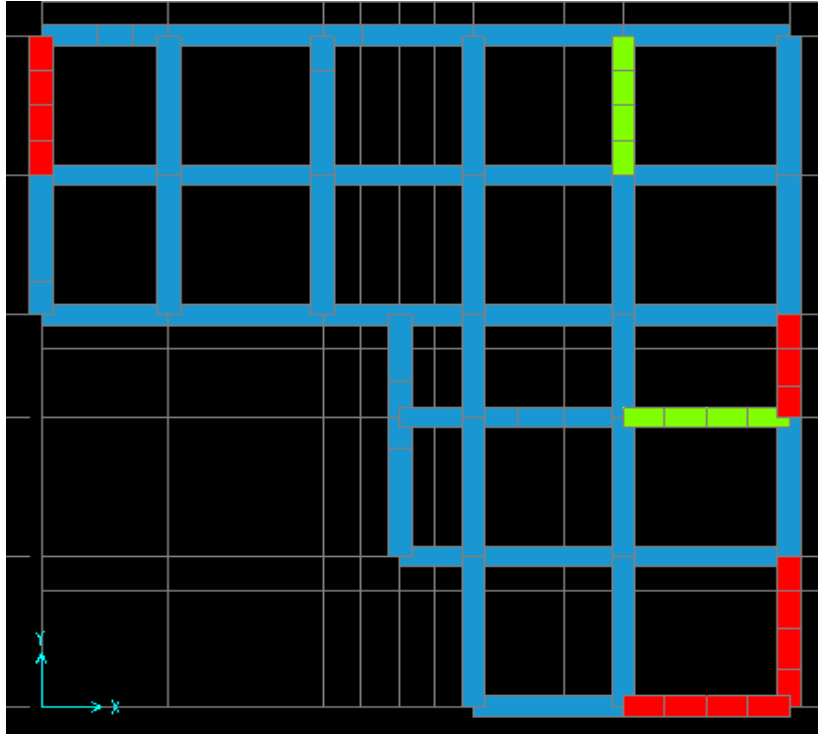


Figure 6.4: les sections des nervures.

$$\sigma_{b1} = Z_{\max} \times K = 0,004945 \times 44000 = 217,58 \text{KPa} < \sigma_{\text{sol.}} \rightarrow \text{CV.}$$

$$\sigma_{b2} = Z_{\min} \times K = 0,000305 \times 44000 = 13,42 \text{kPa}$$

$$\sigma_{\text{bm}} = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4} = 166,54 \text{KPa} < \sigma_{\text{sol.}} \rightarrow \text{CV.}$$

4.5.5. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, "Elément plaque Sur sol élastique".

on a obtenu les résultats suivants :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

| Etat | ELU | | ELS | |
|--------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | M11(KN.m) | M22(KN.m) | M11(KN.m) | M22(KN.m) |
| Appuis | 149,6585 | 126,6718 | 109,7227 | 92,7903 |
| Travée | 189,8786 | 134,7384 | 138,7643 | 98,8551 |

Tableau 6.2 : Sollicitations maximales de la dalle.

| Moment max | Mx(KN.m) | | My(KN.m) | |
|------------|-----------|----------|----------|----------|
| | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Appuis | 1180,8231 | 864,7357 | 614,337 | 449,3766 |
| Travée | 1357,3717 | 993,0755 | 2058,515 | 1504,956 |

Tableau 6.3 : Sollicitations maximales de la nervure.

4.5.6. Calcul de ferrailage :

6.5.6.1. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1x0,40) m² et en deux directions.

➤ Ferrailage suivant Lx :

• En appuis :

➤ ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{149.6585 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,166} = 0,0815 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature}$$

(Asc=0).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06248}) = 0,1064.$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,54 (1 - 0,4 \times 0,0807) = 0,3447\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}} = \frac{149.6585 \times 10^{-3}}{0,5226 \times 347,82} = 0,001248\text{m}^2.$$

$$A_{st} = 12,48 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **8T16= 16,08 cm².**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \geq 4,35\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV.}$$

Espacement des barres :

$$S_t \leq \min (3h ; 33) \text{ cm } \mathbf{B.A.E.L 91} ; h=40\text{cm} \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = 10,9\text{cm.}$$

➤ ELS :

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{149.6585}{109.7227} = 1,364$$

$$\alpha = 0,0807 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,4320 \rightarrow \text{CV.}$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées.

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

- **En travée :**

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{189.8786 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,6)^2 \times 14,166} = 0,1034 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (Asc=0)}.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0979}) = 0,1368.$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,54 (1 - 0,4 \times 0,1290) = 0,3403\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}} = \frac{189.8786 \times 10^{-3}}{0,5121 \times 347,82} = 0.001604 \text{ m}^2.$$

$$A_{st} = 16,04 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **8T20 = 25,13 cm²**.

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2 .$$

$$A_{st} \geq 4,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}.$$

Espacement des barres :

$$S_t \leq \min (3h; 33) \text{ cm } \mathbf{B.A.E.L 91} ; h=40\text{cm} \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = 10,5\text{cm}$$

- **ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{189.8786}{138.7643} = 1,368$$

$$\alpha = 0,0807 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,4342 \rightarrow \text{CV}.$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées.

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

- **Ferrailage suivant Ly :**

- **En appuis :**

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{126.6718 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,6)^2 \times 14,166} = 0,0690 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (Asc=0)}.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06296}) = 0,0894.$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,0813) = 0,3471\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{sc}} = \frac{126.6718 \times 10^{-3}}{0,5224 \times 347,82} = 0.001049\text{m}^2.$$

$$A_{st} = 10,49 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **8T16 = 16,08 cm²**.

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 60}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 54 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2 .$$

$$A_{st} \geq 6,52\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}.$$

Espacement des barres :

$$S_t \leq \min(3h ; 33)\text{cm} \text{ **B.A.E.L 91** ; } h=40\text{cm} \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = 10,9\text{cm}$$

➤ **ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{126.6718}{92.7903} = 1,365$$

$$\alpha = 0,0807 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = 0,4325 \rightarrow \text{CV}.$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées.

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

• **En travée :**

➤ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{134.7384 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,6)^2 \times 14,166} = 0,0734 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (Asc=0)}.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08727}) = 0,0954.$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,1143) = 0,3463\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{sc}} = \frac{134.7384 \times 10^{-3}}{0,5153 \times 347,82} = 0.001119 \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 11,19 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **8T16 = 16,08 cm²**.

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 60}{1000}; 0,23 \times 100 \times 54 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \geq 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV.}$$

Espacement des barres :

$$S_t \leq \min(3h ; 33) \text{ cm } \mathbf{B.A.E.L 91} \quad ; h=40 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 10,9 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{134.7384}{98.8551} = 1,363$$

$$\alpha = 0,0807 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,4315 \rightarrow \text{CV.}$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées.

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS

- **Section minimum du RPA :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \times h) = 30 \text{ cm}^2$$

La section de la dalle de petite ferrailage $\rightarrow A_{st} = 8T16 + 8T16 = 32,16 > 30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV.}$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d} = \frac{359,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,56} = 0,64175 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad ; \text{ Fissuration préjudiciable } (\gamma b = 1,5 : \text{cas générale})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \text{ min} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée .

| | Lx | | Ly | |
|-----------------------|-------|--------|-------|--------|
| | Appui | Travée | Appui | Travée |
| ferrailage | 8T16 | 8T20 | 8T16 | 8T16 |
| Espacement(cm) | 10,9 | 10,5 | 10,9 | 10,5 |

Tableau 6.4 : ferrailage de la dalle.

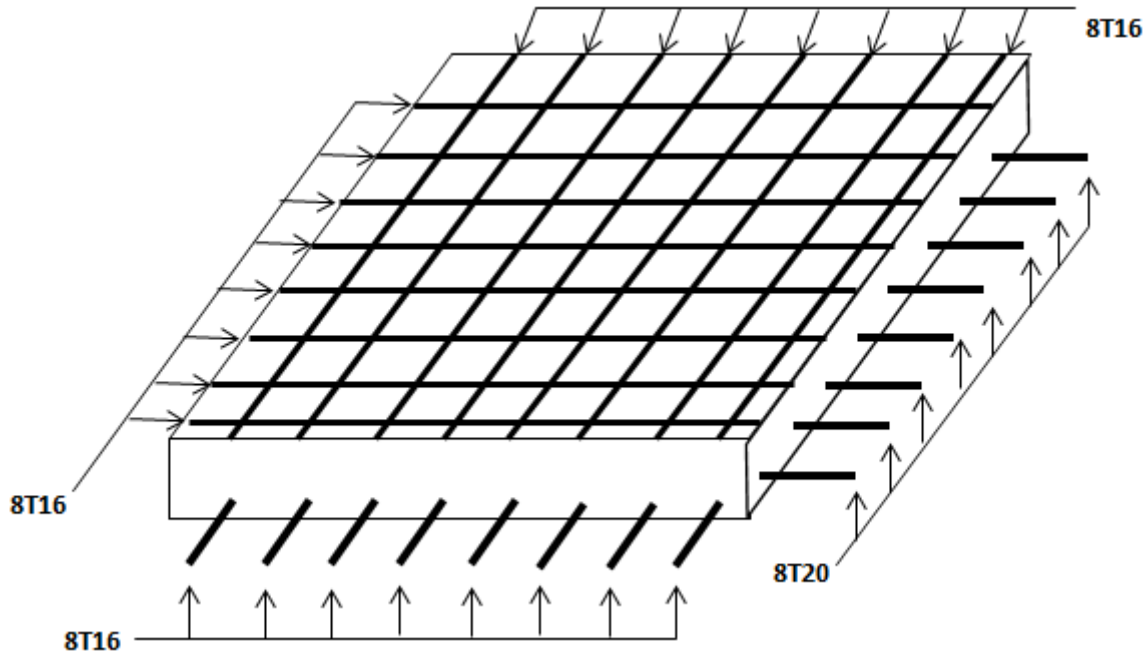


Figure 6.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

4.5.6.2. Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire :

➤ Ferrailage suivant Lx :

• En appuis :

➤ ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1180,8231 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,6)^2 \times 14,166} = 0,0875 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (Asc=0)}.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,162}) = 0,1146$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,99 (1 - 0,4 \times 0,0807) = 1,2022\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}} = \frac{1349,299 \times 10^{-3}}{0,9020 \times 347,82} = 0,002824\text{m}^2.$$

$$A_{st} = 28,24 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **4T32=32,17 cm².**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 140}{1000} ; 0,23 \times 60 \times 126 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \geq 14\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV.}$$

➤ ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{1180.8231}{864.7357} = 1,3655$$

$$\alpha = 0,1724 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0,4327 \rightarrow \text{CV.}$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées.

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

• **En travée :**

➤ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1357.3717 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 1.4)^2 \times 14,166} = 0,1006 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (Asc=0).}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1284}) = 0,1328.$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,1290) = 1,1931m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}} = \frac{1069.7151 \times 10^{-3}}{0,9217 \times 347,82} = 0,003271 \text{ m}^2.$$

$$A_{st} = 32,71 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **4T32+2T20=38,45cm².**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 140}{1000} ; 0,23 \times 60 \times 126 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \geq 14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV.}$$

➤ **ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{1357.3717}{993.0755} = 1,3668$$

$$\alpha = 0,1328 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0,4334 \rightarrow \text{CV.}$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées.

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

➤ **Ferrailage suivant Ly :**

• **En appuis :**

➤ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{614.337 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 1,4)^2 \times 14,166} = 0,0455 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (A}_{sc}=0).$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06296}) = 0,0583.$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,0813) = 1,2306 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}} = \frac{614.337 \times 10^{-3}}{0,9152 \times 347,82} = 0,001435 \text{ m}^2.$$

$$A_{st} = 14,35 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **4T25=19,63 cm².**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 140}{1000} ; 0,23 \times 60 \times 126 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \geq 14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV.}$$

Espacement des barres :

$$S_t \leq \min(3h ; 33) \text{ cm } \mathbf{B.A.E.L 91} ; h=60 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 10,9 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{614.337}{449.3766} = 1,3671$$

$$\alpha = 0,0807 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,4335 \rightarrow \text{CV.}$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées.

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

• **En travée :**

➤ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2058.515 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,6)^2 \times 14,166} = 0,1525 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (A}_{sc}=0).$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1826}) = 0,2080.$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,1143) = 1,1552 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{sc}} = \frac{2058,515 \times 10^{-3}}{0,5153 \times 347,82} = 0,005123 \text{ m}^2.$$

$$A_{st} = 51,23 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage choisis est de : **6T32+2T20= 58,07 cm²**.

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{100 \times 140}{1000} ; 0,23 \times 60 \times 126 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2 .$$

$$A_{st} \geq 14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}.$$

➤ **ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{2058,515}{1504,956} = 1,3678$$

$$\alpha = 0,2080 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0,4339 \rightarrow \text{CV}.$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées.

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS

- **Section minimum du RPA :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\%(b.h) = 33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 33 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}.$$

- **Armatures transversal:**

• **Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{\text{min}} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{60}{35} ; 3,2 ; \frac{60}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (3,14 ; 3,2 ; 6)$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 3,14 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend : } \phi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow \phi_{10}.$$

• **Calcul des espacements entre les armatures :**

Selon le RPA99V2003 :

➤ **Zone nodale :**

$$S_t = \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l ; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min (27,5 ; 38,4 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t' \leq 55\text{cm} \rightarrow S_t' = 30\text{ cm}$$

Ferrailage des nervures par sap2000 :

| se ns | Line | h _t (cm) | A _{min} | Arm sup (cm ²) | | Arm inf (cm ²) | | Arm tran | St (cm) | St' (cm) |
|----------|-------|------------------------|------------------|----------------------------|---------------------|----------------------------|----------------------|---------------------|-----------------|-------------|
| | | | | A _{sap} (cm) | Choix(cm) | A _{sap} (cm) | Choix(cm) | | | |
| x- x | Line1 | 60 | 18 | 17,51 | 4T25=19,63 | 4,95 | 4T16=8,04 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| | | 80 | 24 | 25 | 4T32=32,17 | 45,61 | 6T32=48,25 | Ø ₁₀ | 15 | 30 |
| | Line2 | 60 | 18 | 4,95 | 4T16=8,04 | 9,64 | 4T20=12,57 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| | | Line3 | 140 | 18 | 26,26 | 4T32=32,17 | 30,38 | 4T32+2T20 =38,45 | Ø ₁₀ | 15 |
| | | | 60 | 33 | 58,20 | 8T32=64,34 | 23,92 | 4T32=32,17 | Ø ₁₀ | 20 |
| | Line4 | 60 | 18 | 4,95 | 4T16=8,04 | 4,95 | 4T16=8,04 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| | Line5 | 60 | 18 | 5,83 | 4T16=8,04 | 4,95 | 4T16=8,04 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| Line6 | 60 | 18 | 14,41 | 4T25=19,63 | 13,23 | 4T25=18,59 | Ø ₁₀ | 15 | 20 | |
| y- y | Line1 | 60 | 18 | 17,90 | 4T25+2T20 =25,91 | 9,46 | 4T20=12,57 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| | | 80 | 24 | 21,92 | 4T32=32,17 | 40,80 | 6T32=48,25 | Ø ₁₀ | 15 | 30 |
| | Line2 | 60 | 18 | 6,55 | 4T20=12,57 | 4,95 | 4T16=8,04 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| | Line3 | 60 | 18 | 15,97 | 4T25=19,63 | 16,13 | 4T25=19,63 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| | Line4 | 60 | 18 | 16,07 | 4T25=19,63 | 10,84 | 4T25=19,63 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| | Line5 | 60 | 18 | 10,82 | 4T20=12,57 | 5,33 | 4T16=8,04 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| | Line6 | 140 | 33 | 13,37 | 4T25=19,63 | 47,45 | 6T32+2T20 = 58,07 | Ø ₁₀ | 20 | 30 |
| | | 60 | 18 | 10,87 | 4T25=19,63 | 4,95 | 4T16=8,04 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| | Line7 | 60 | 18 | 13,35 | 4T25=19,63 | 13,09 | 4T25=19,63 | Ø ₁₀ | 15 | 20 |
| 80 | | 24 | 14,23 | 4T25=19,63 | 8,33 | 4T25=19,63 | Ø ₁₀ | 15 | 30 | |

Tableau 6.5 : Ferrailage des nervures

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{2058,515 \times 10^{-3}}{0,6 \times 1,26} = 2,72\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \quad ; \text{ Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \min = 3.33\text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée .

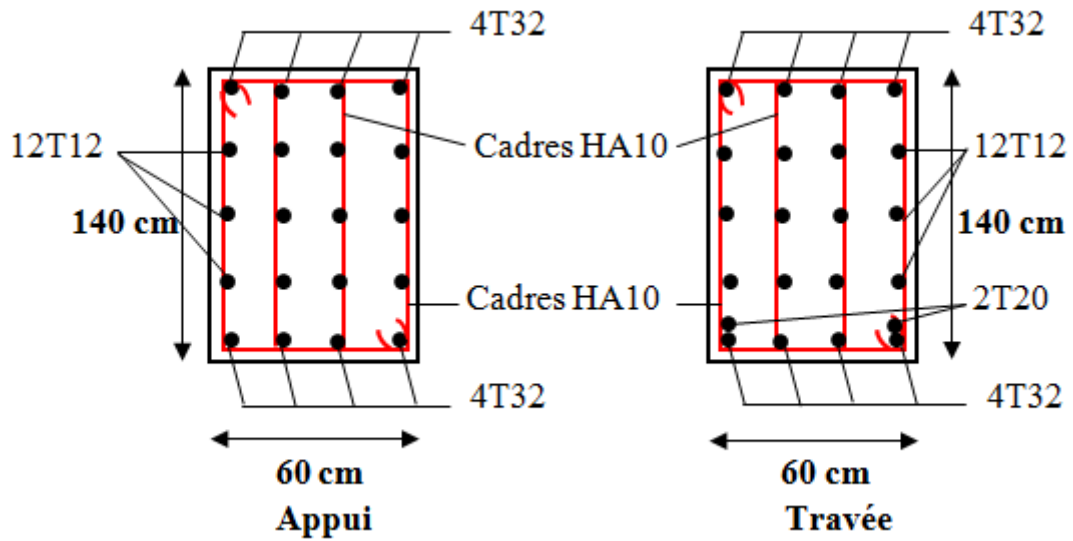


Figure 6.6 : Schéma de ferrailage de nervure (60x140) sens x-x

6.6. Conclusion :

- Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).
- Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de calcul (SAP2000) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

La grande difficulté qu'on a trouvé dans ce projet de fin d'étude été dans la modélisation de la structure et dans le choix de la disposition des voiles, mais on a réussi à adopter les solutions nécessaires pour obtenir des meilleurs résultats.

Touts les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles) respectent le minimum exige par le RPA99V2003.

Pour l'infrastructure le choix de fondation est le radier géral d'après le rapport de sol et la vérification du chevauchement vérifiée.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REGLEMENT :

[BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993.

- [DTR2.2, 88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.

[RPA, 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

LOGICIELS :

- Logiciel de SAP 2000.
- EXCEL 2010.
- WORD 2010.
- AUTO CAD 2013.

ANNEXES

ANEXE 01

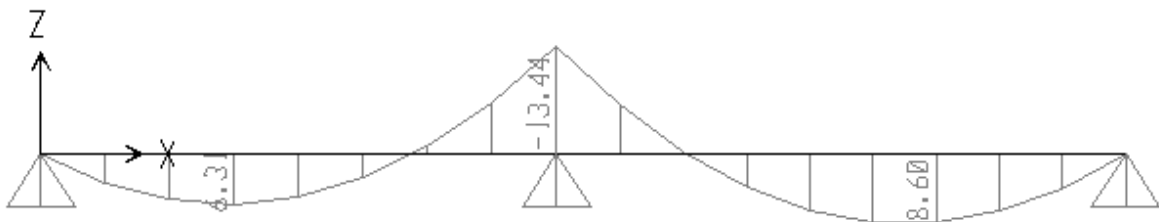
Les poutrelles

R D C+ETAGE

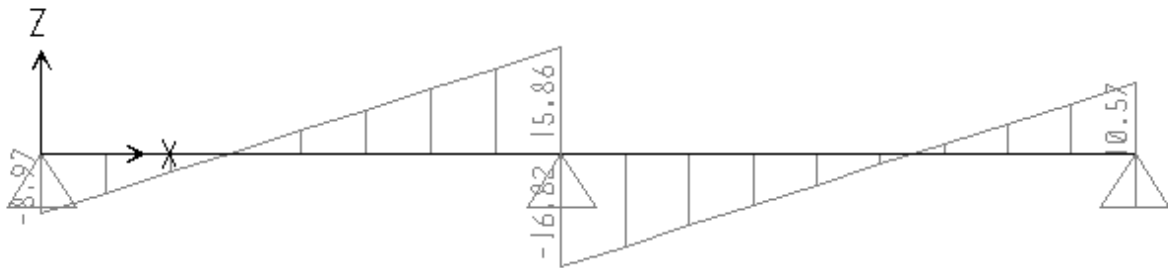
➤ Type 1 :

ELU:

M (KN.m) :

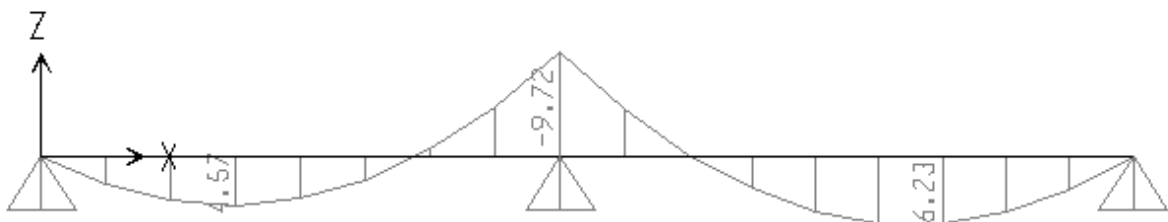


T (KN):

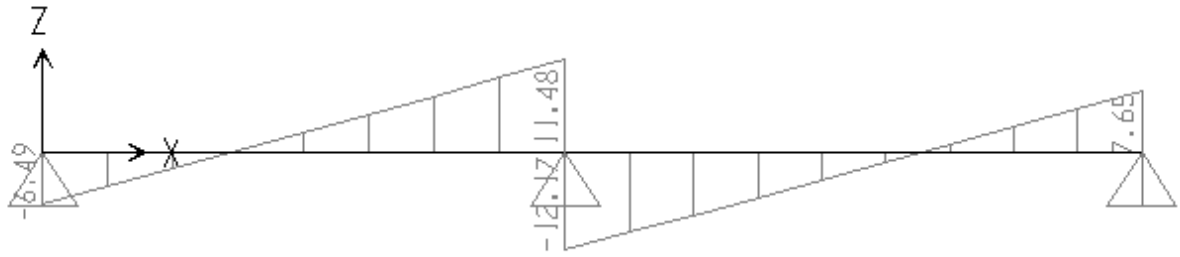


ELS:

M (KN.m) :



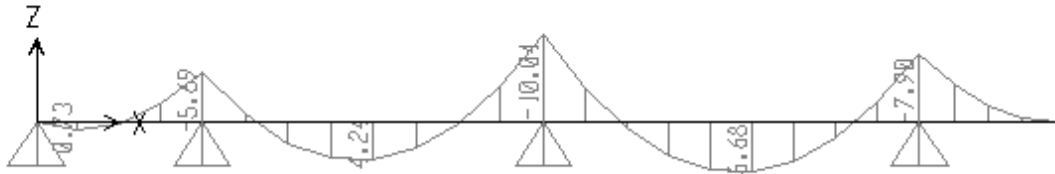
T (KN):



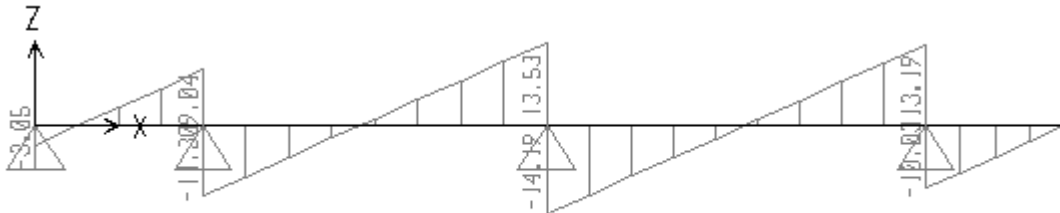
➤ **Type 2 :**

ELU :

M (KN.m) :

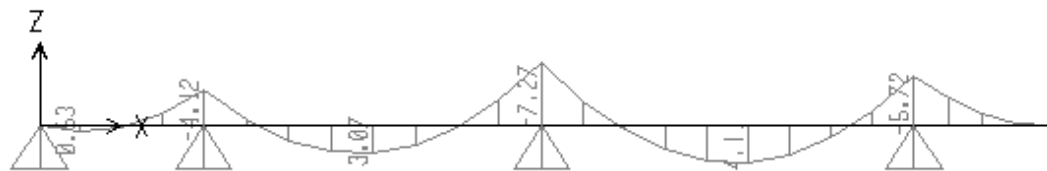


T (KN) :

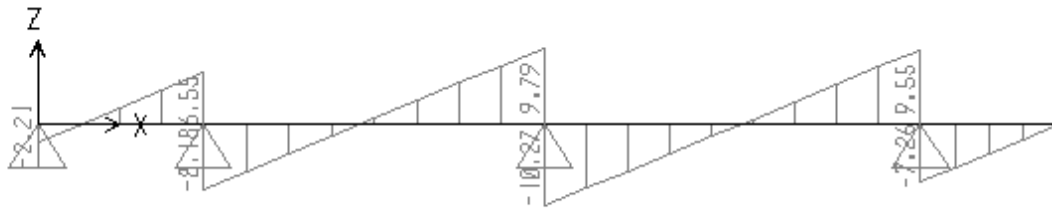


ELS :

M (KN.m) :



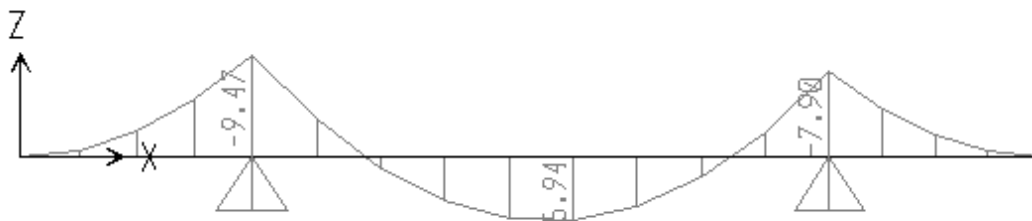
T (KN) :



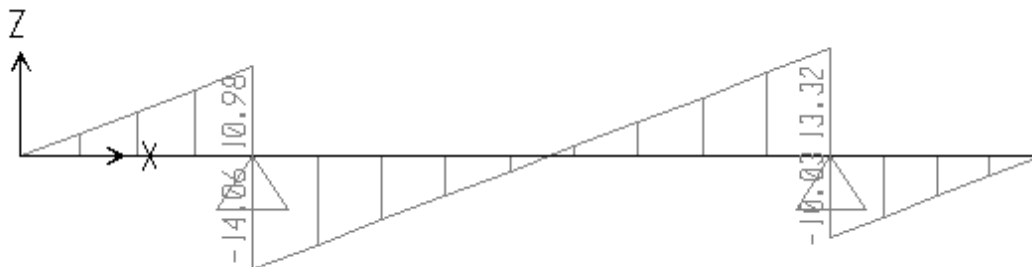
➤ **Type 3 :**

ELU :

M (KN.m) :

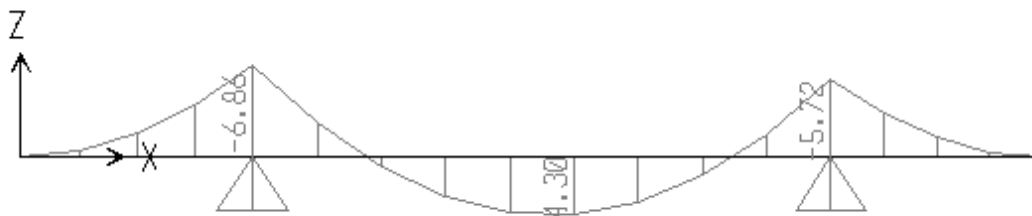


T (KN) :

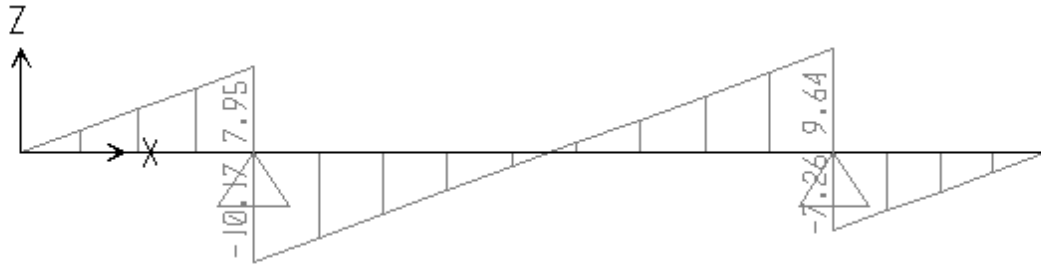


ELS :

M (KN.m) :



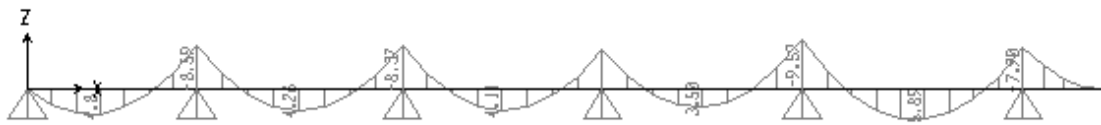
T (KN) :



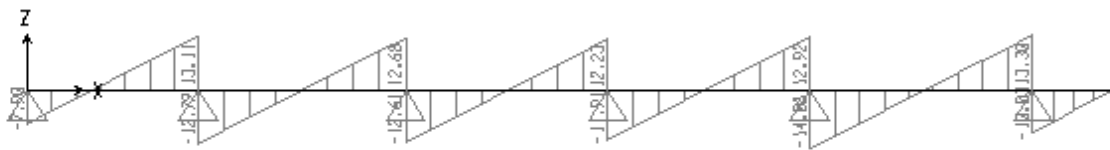
➤ **Type 4 :**

ELU :

M (KN.m) :

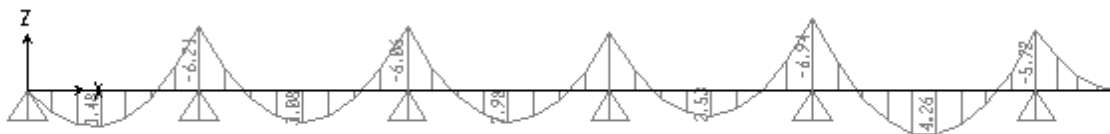


T (KN) :

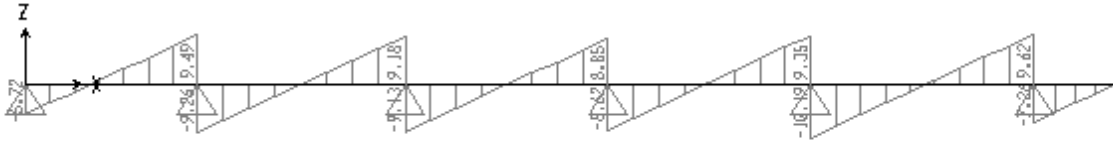


ELS :

M (KN.m) :



T (KN) :

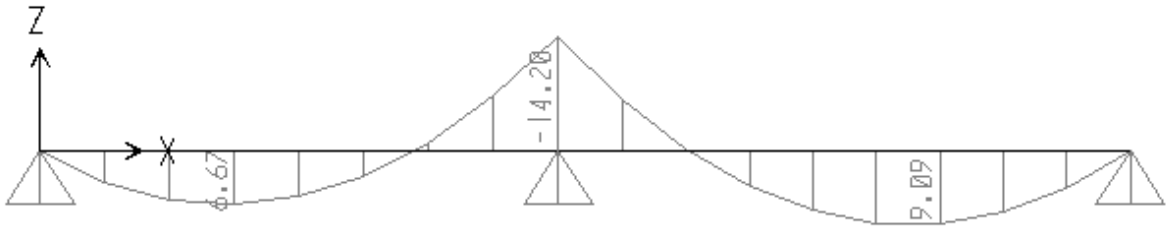


TERRASSE INACCESSIBLE

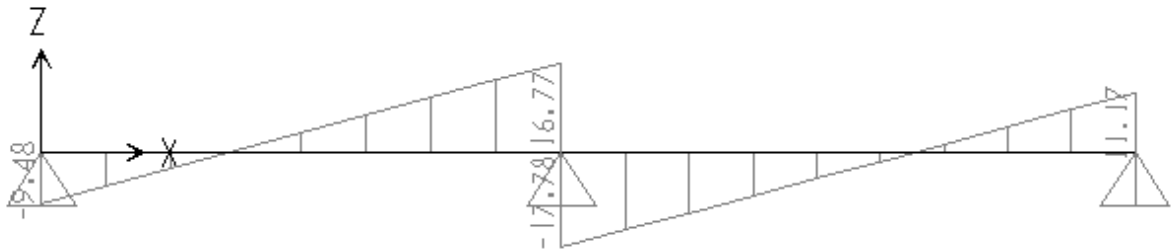
➤ Type 1 :

ELU :

M (KN.m) :

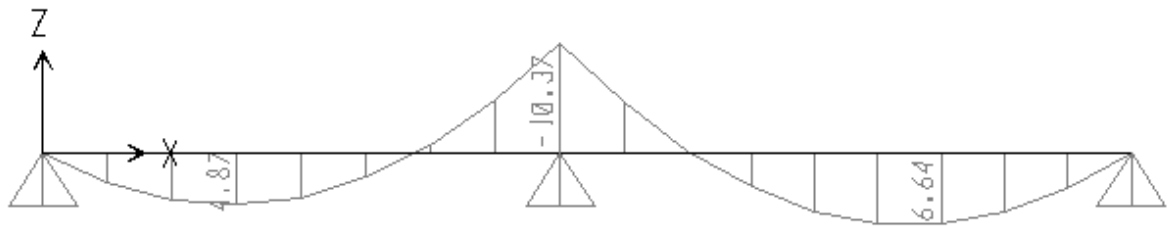


T (KN) :

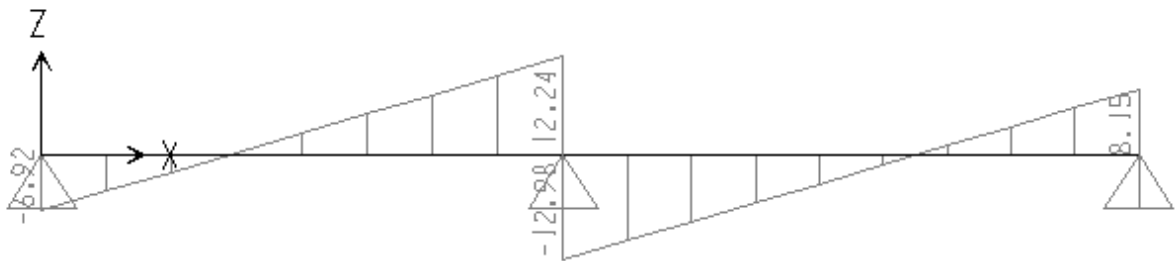


ELS :

M (KN.m) :



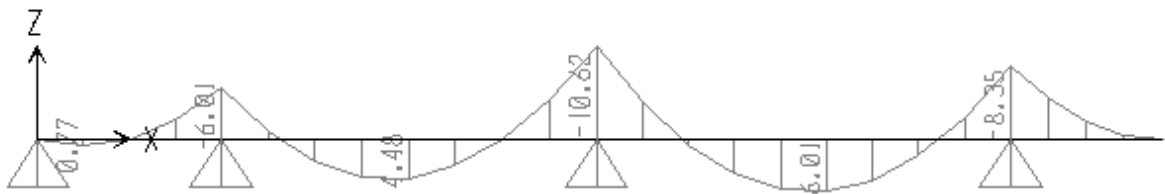
T (KN):



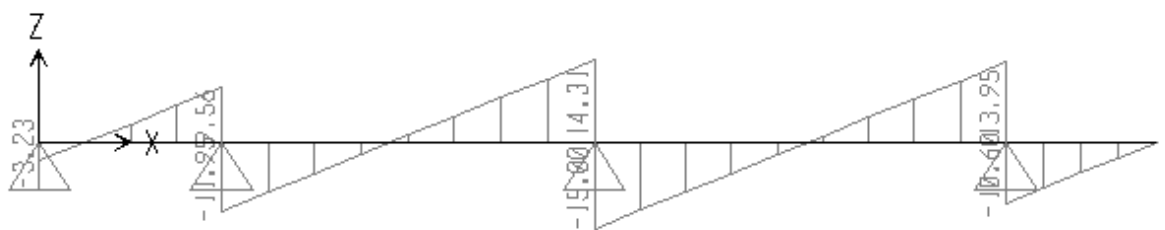
➤ **Type 2 :**

ELU:

M (KN.m) :

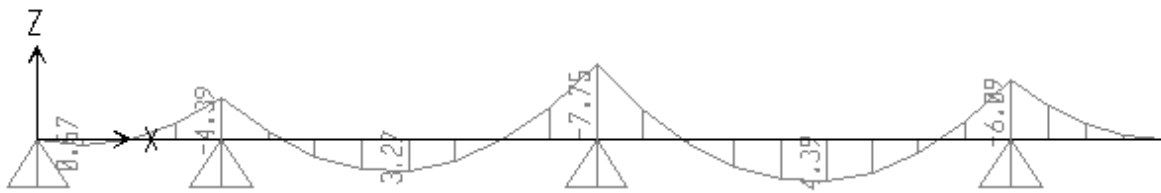


T (KN):

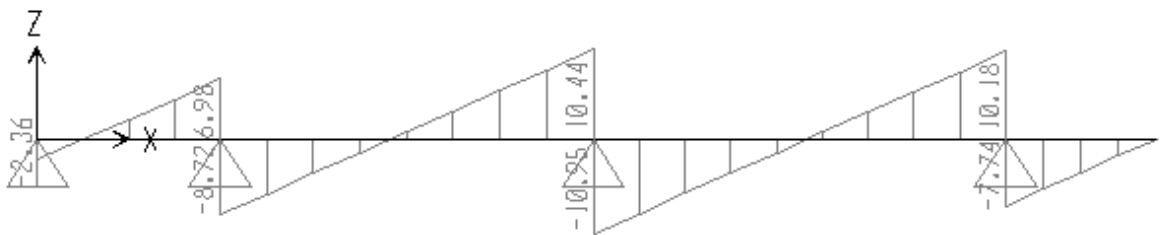


ELS :

M (KN.m) :



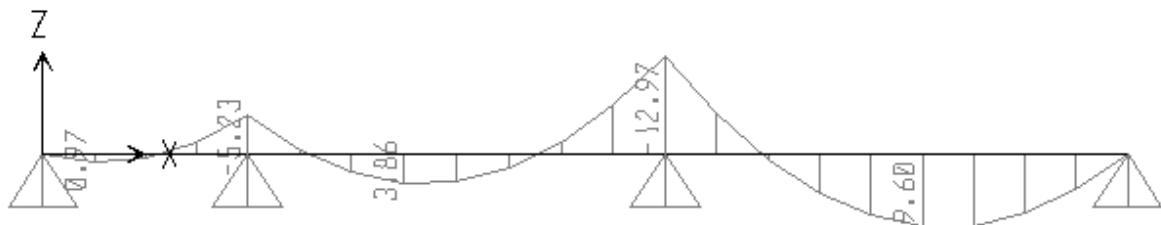
T (KN) :



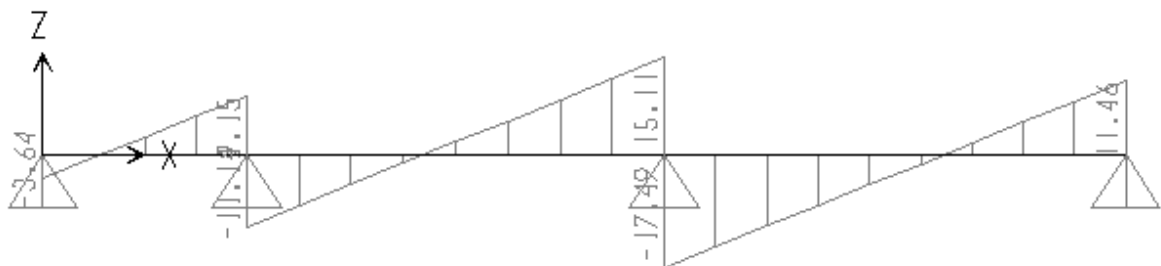
➤ **Type 3 :**

ELU :

M (KN.m) :

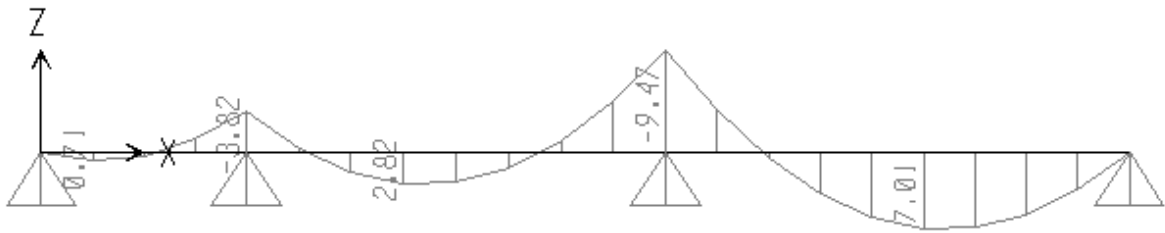


T (KN) :

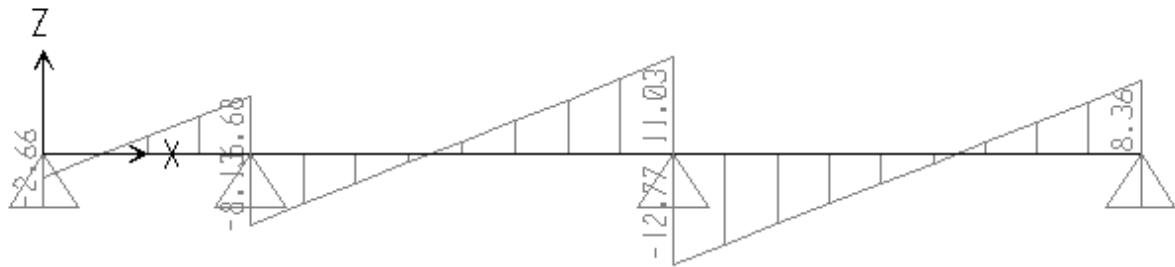


ELS :

M (KN.m) :



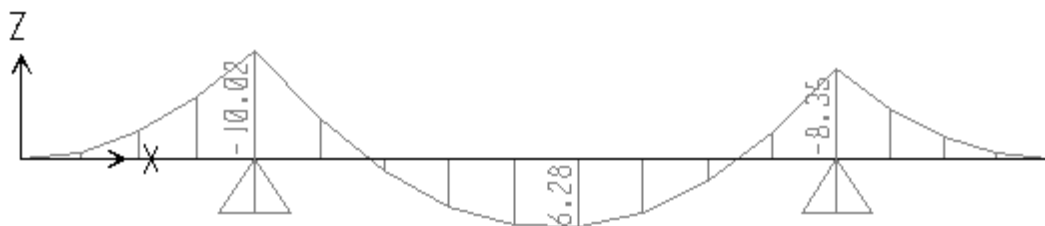
T (KN) :



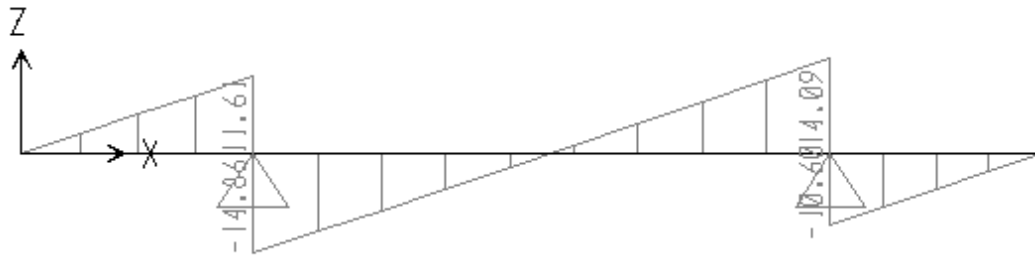
➤ **Type 4 :**

ELU :

M (KN.m) :

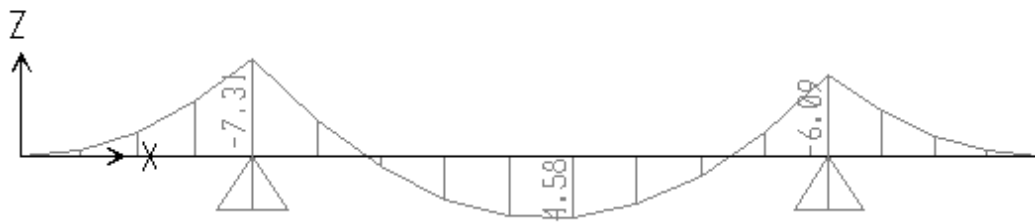


T (KN) :

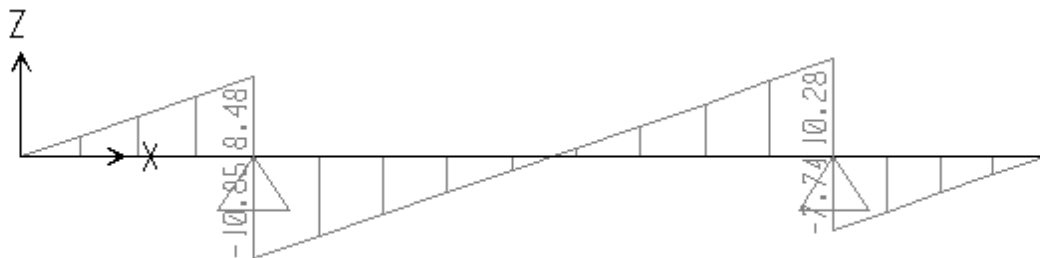


ELS:

M (KN.m):



T (KN):



ANNEXE 02

| Ø (mm) | SECTION EN CENTIMETRES CARRES | | | | | | | | | |
|-----------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 5 | 0.20 | 0.39 | 0.59 | 0.79 | 0.98 | 1.18 | 1.37 | 1.57 | 1.77 | 1.96 |
| 6 | 0.28 | 0.57 | 0.85 | 1.13 | 1.41 | 1.70 | 1.98 | 2.26 | 2.54 | 2.83 |
| 8 | 0.50 | 1.01 | 1.51 | 2.01 | 2.51 | 3.02 | 3.52 | 4.02 | 4.52 | 5.03 |
| 10 | 0.79 | 1.57 | 2.36 | 3.14 | 3.93 | 4.71 | 5.50 | 6.26 | 7.07 | 7.85 |
| 12 | 1.13 | 2.26 | 3.39 | 4.52 | 5.65 | 6.79 | 7.92 | 9.03 | 10.18 | 11.31 |
| 14 | 1.54 | 3.08 | 4.62 | 6.16 | 7.70 | 9.24 | 10.78 | 12.32 | 13.85 | 15.39 |
| 16 | 2.01 | 4.02 | 6.03 | 8.04 | 10.05 | 12.06 | 14.07 | 16.08 | 18.10 | 20.11 |
| 20 | 3.14 | 6.28 | 9.42 | 12.57 | 15.70 | 18.85 | 21.99 | 25.13 | 28.27 | 31.42 |
| 25 | 4.91 | 9.82 | 14.73 | 19.63 | 24.54 | 29.45 | 34.36 | 39.27 | 44.18 | 49.09 |
| 32 | 8.04 | 16.08 | 24.13 | 32.17 | 40.21 | 48.25 | 56.30 | 64.34 | 72.32 | 80.42 |
| 40 | 12.57 | 25.13 | 37.70 | 50.27 | 62.83 | 75.36 | 87.96 | 100.53 | 113.10 | 125.66 |

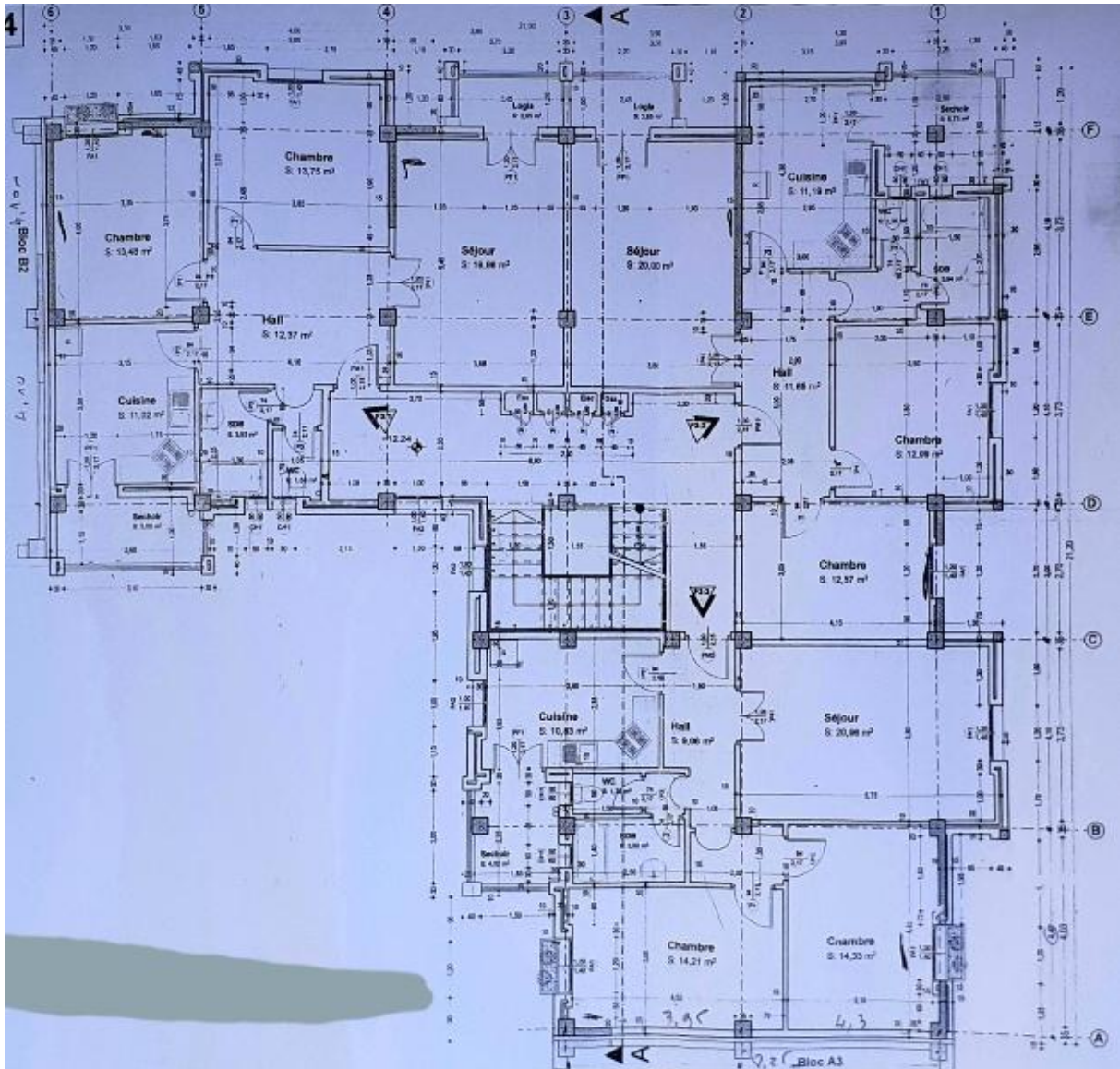
ANNEXE 03

| $\alpha = L_x / L_y$ | ELU $\nu=0$ | | ELS $\nu=0.2$ | |
|----------------------|-------------|---------|---------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.0121 | 0.2854 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4456 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 |
| 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6447 |
| 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7932 |
| 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.0465 | 0.9543 |
| 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 0.1000 |

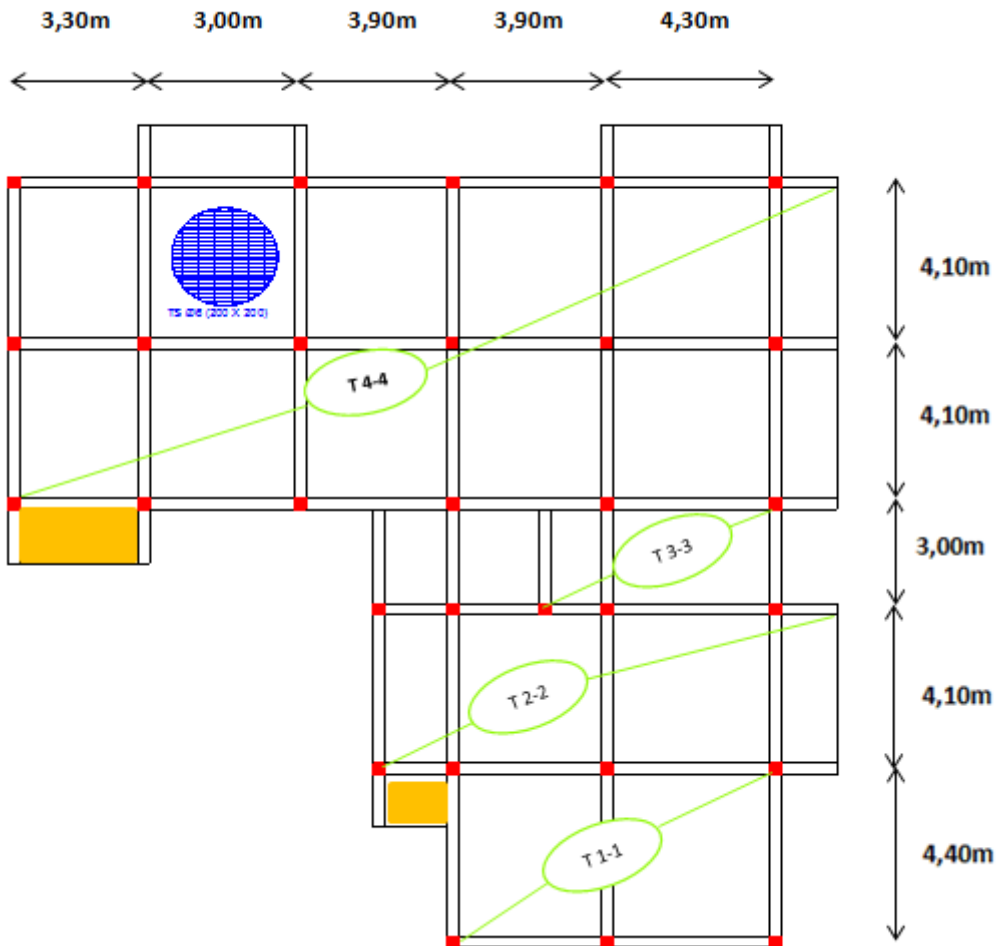
ANEXE 04

| Modulo de Reaccion del Suelo | | | | | |
|-------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Datos para SAFE | | | | | |
| Esf Adm (Kg/Cm ²) | Winkler (Kg/Cm ³) | Esf Adm (Kg/Cm ²) | Winkler (Kg/Cm ³) | Esf Adm (Kg/Cm ²) | Winkler (Kg/Cm ³) |
| 0.25 | 0.65 | 1.55 | 3.19 | 2.85 | 5.70 |
| 0.30 | 0.78 | 1.60 | 3.28 | 2.90 | 5.80 |
| 0.35 | 0.91 | 1.65 | 3.37 | 2.95 | 5.90 |
| 0.40 | 1.04 | 1.70 | 3.46 | 3.00 | 6.00 |
| 0.45 | 1.17 | 1.75 | 3.55 | 3.05 | 6.10 |
| 0.50 | 1.30 | 1.80 | 3.64 | 3.10 | 6.20 |
| 0.55 | 1.39 | 1.85 | 3.73 | 3.15 | 6.30 |
| 0.60 | 1.48 | 1.90 | 3.82 | 3.20 | 6.40 |
| 0.65 | 1.57 | 1.95 | 3.91 | 3.25 | 6.50 |
| 0.70 | 1.66 | 2.00 | 4.00 | 3.30 | 6.60 |
| 0.75 | 1.75 | 2.05 | 4.10 | 3.35 | 6.70 |
| 0.80 | 1.84 | 2.10 | 4.20 | 3.40 | 6.80 |
| 0.85 | 1.93 | 2.15 | 4.30 | 3.45 | 6.90 |
| 0.90 | 2.02 | 2.20 | 4.40 | 3.50 | 7.00 |
| 0.95 | 2.11 | 2.25 | 4.50 | 3.55 | 7.10 |
| 1.00 | 2.20 | 2.30 | 4.60 | 3.60 | 7.20 |
| 1.05 | 2.29 | 2.35 | 4.70 | 3.65 | 7.30 |
| 1.10 | 2.38 | 2.40 | 4.80 | 3.70 | 7.40 |
| 1.15 | 2.47 | 2.45 | 4.90 | 3.75 | 7.50 |
| 1.20 | 2.56 | 2.50 | 5.00 | 3.80 | 7.60 |
| 1.25 | 2.65 | 2.55 | 5.10 | 3.85 | 7.70 |
| 1.30 | 2.74 | 2.60 | 5.20 | 3.90 | 7.80 |
| 1.35 | 2.83 | 2.65 | 5.30 | 3.95 | 7.90 |
| 1.40 | 2.92 | 2.70 | 5.40 | 4.00 | 8.00 |
| 1.45 | 3.01 | 2.75 | 5.50 | | |
| 1.50 | 3.10 | 2.80 | 5.60 | | |

ANNEXE 05

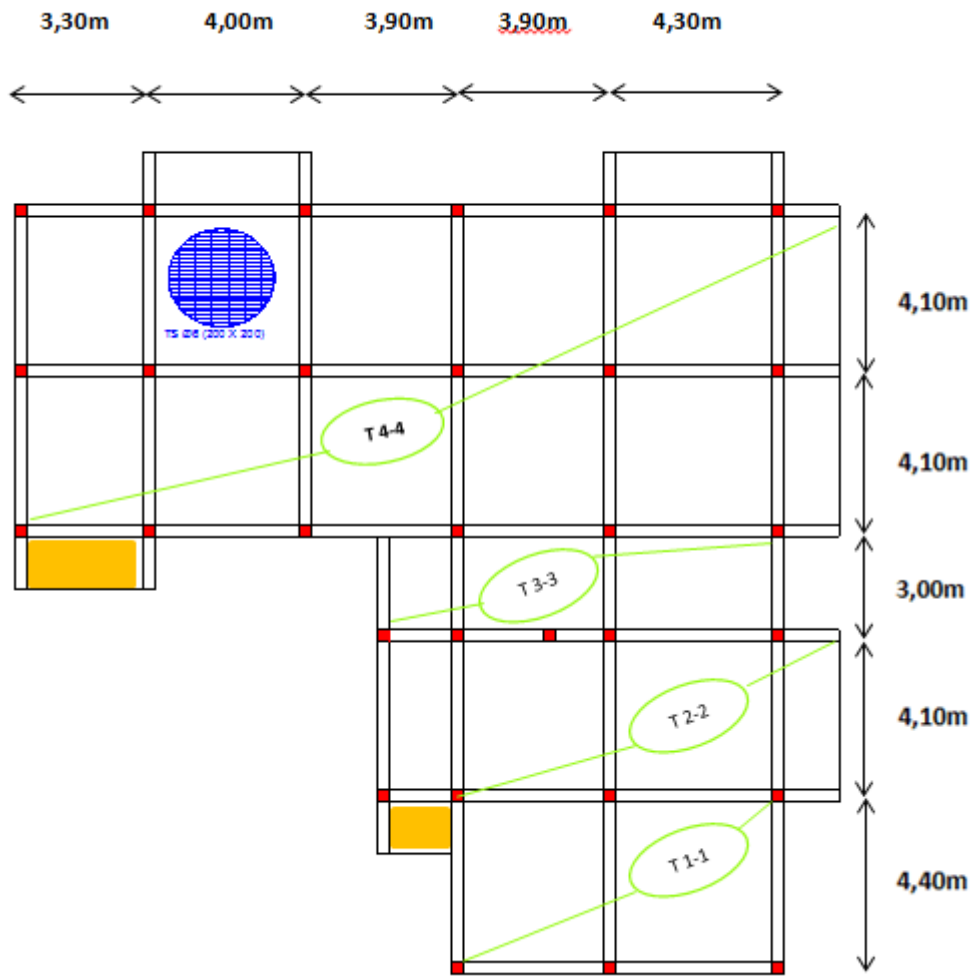


RDC+ETAGE

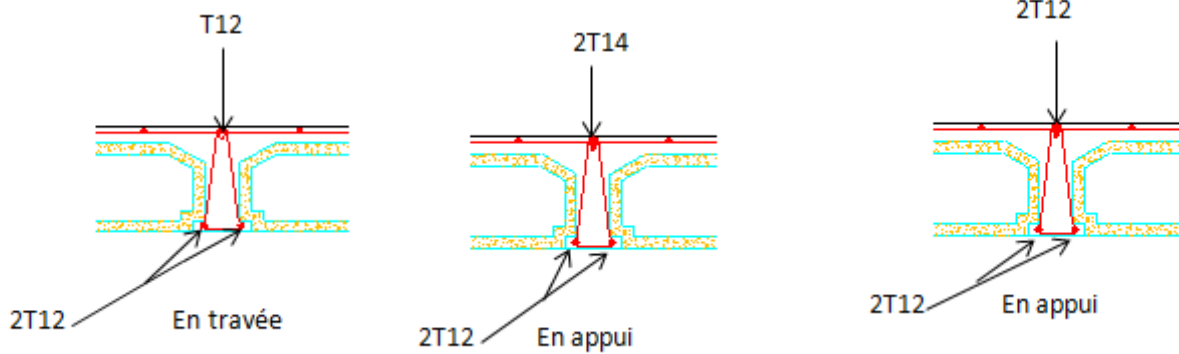


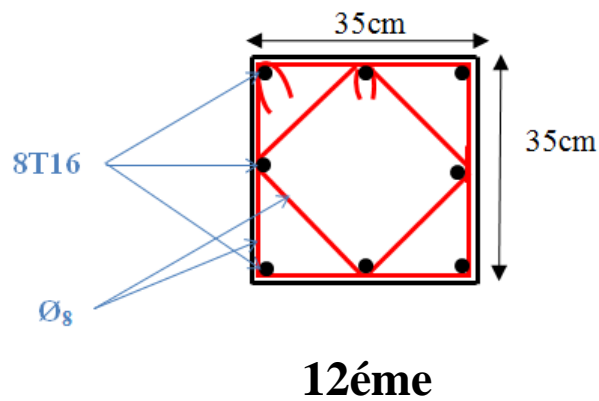
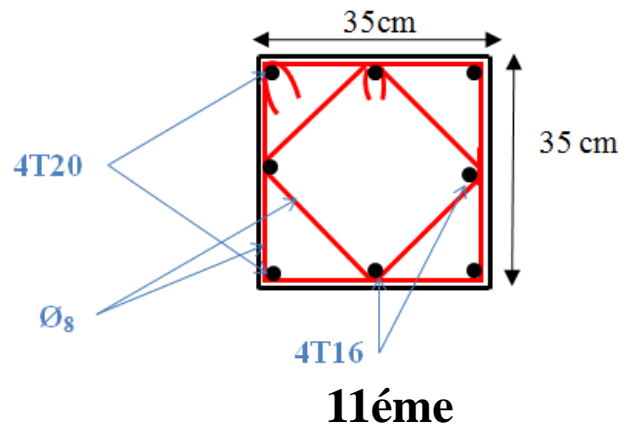
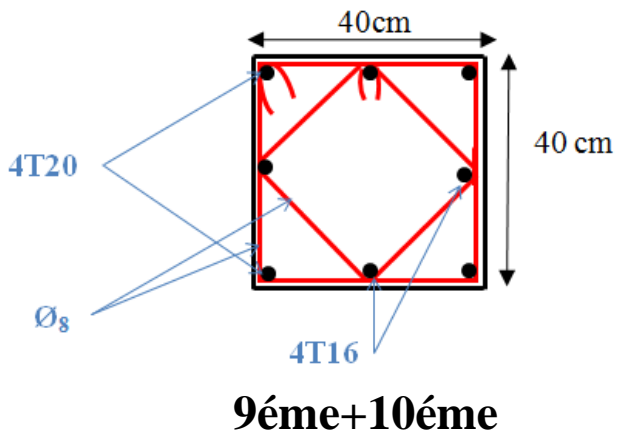
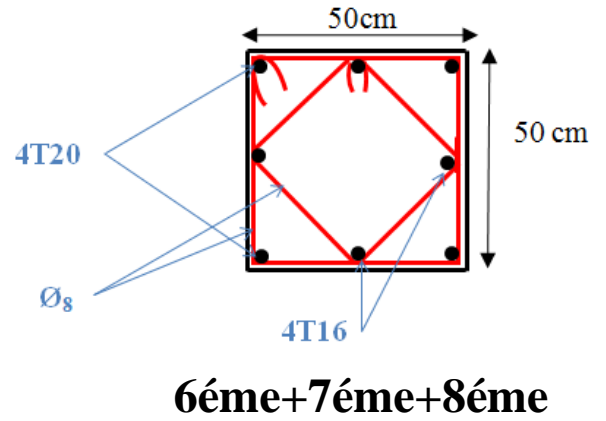
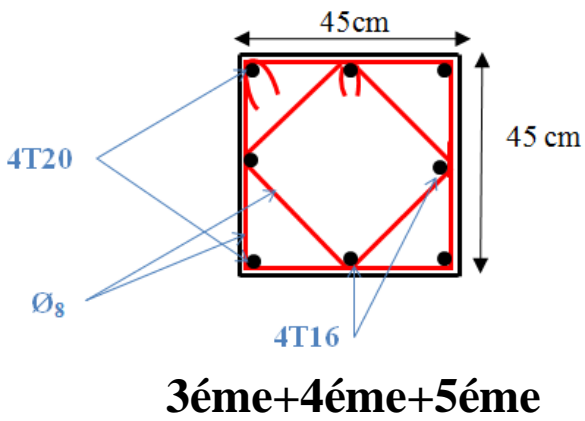
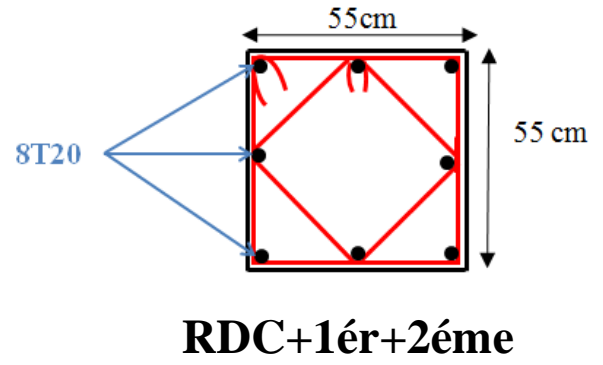
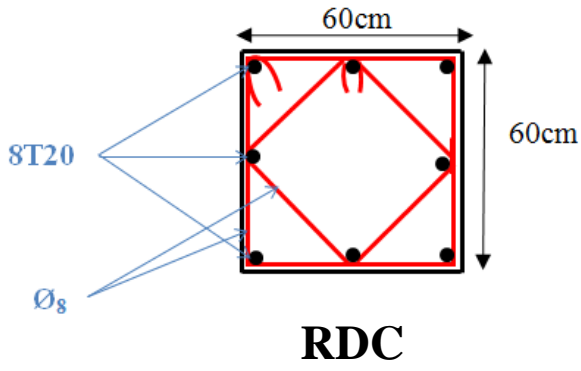
 : Dalle plain

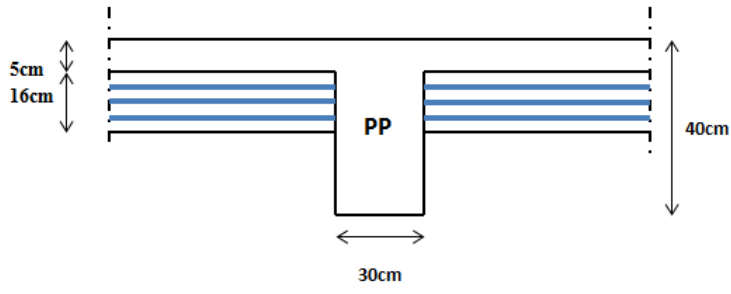
TERRASSE



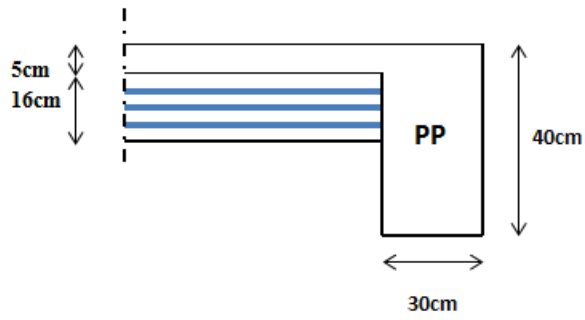
 : Dalle plain



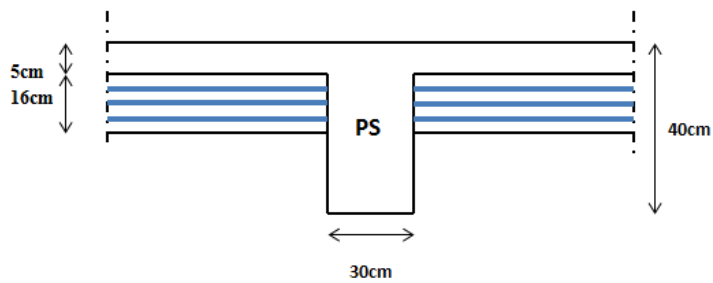




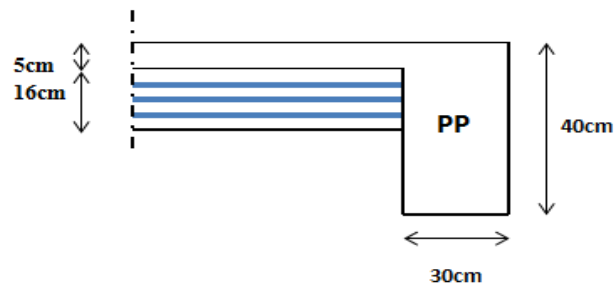
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4