

Université Abou Bekr Belkaid
Tlemcen Algérie



جامعة أبي بكر بلقايد

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université ABOU- BEKR- BELKAID-TLEMEN

Faculté de Technologie

Département de génie civil



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : Génie Civil

Spécialité : Structures

Par :

BOURAS IKRAM

REKKOUCHE SOUMIA

Thème :

CONTRIBUTION A L'ETUDE D'UN PROJET DE BATIMENT ECONOMOME

Présenté le 30 juin 2021 devant le jury composé de :

Pr. SAIL LATIFA

Pr. Présidente

M.BENAMAR ABDERRAHMENE

MAA. Examineur

Dr. TALEB OMAR

MCA. Encadrant

Année universitaire : 2020 /2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous louons et remercions Dieu Tout-Puissant, qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour atteindre ce niveau et une bonne fin de notre travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadrant, “ **Dr TALEB Omar**” pour ses conseils.

Nous remercions la présidente du jury “**Pr. SAIL Latifa**” ainsi que “**Mr. BENAMAR Abderrahmane**” pour avoir accepté de lire et d’expertiser ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires.

Nous tenons également à exprimer notre plus profonde gratitude à “ **Mr HOUTI Farid** ” et aux ingénieurs du CTC :” **Mr BENYACOUB**”, “**Mr SELKA**”, “**Mr MASMOUDI**” et “**Mr BEN ZAYAR**” pour leurs précieuses aides tout au long de la durée de notre projet de fin d'études.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants et professeurs qui ont contribué à notre formation tout au long de notre parcours académique.

Et enfin à tous ceux qui nous ont encouragé et soutenu d'une manière ou d'une autre.

Dédicaces

Par la grâce de Dieu, que nous louons et remercions en tout temps, j'ai atteint ce que je suis et atteint mon objectif.

je dédie ce travail à:

- A mes chère parents *'Rekkouche Mouhamed & Ouchene Meriem'* qui me sont chers pour leur soutien et leur sacrifice pour ma réussite. Nous espérons que Dieu nous les préservera et leur accordera la santé.
- A ma grand-mère et mon grand-père, que Dieu ait pitié d'eux, qui m'ont souhaité du succès dans ma vie
- A mes deux frères *"Nourdine & Achref"* et ma chère sœur *"Hanaa"* pour leur soutien moral.
- A mes princesses *"Hiba & Hidyat & Maisaa "*
et mon prince *"Mouaad "*.
- A toute ma famille sans exception .
- A ma nouvelle famille, dont j'espère être heureux avec eux. Inch'Allah
- A mon partenaire sur cette mémoire *"Ikram"* et sa famille *"Bouras"*
- A toutes personnes qui nous ont aidé à poursuivre nos études .
- A tous mes amis et tout la promotion de master 2 génie civil.
- En fin a tout ceux que j'amie.

Merci beaucoup

" REKKOUCHE SOUMIYA "

Dédicaces

Grâce de Dieu Tout-Puissant, nous avons réussi et avons pu faire cet humble travail.

je dédie ce travail à:

- A mes chère parents *“Bouras Abd Elkader & Bent Belaide Hadjora”*, soutenu et encouragé à chaque instant et ont tout fait pour devenir ce que nous sommes. Merci à nos parents, que Dieu les protège.
- A toutes personnes qui nous ont aidé à poursuivre nos études .
- A mes chers frères *“Miloud & Mohamed & Anouar”* et sœurs *“Amel & Soumia & Fatima”* .
- A mes princesses *“Khawla & Amira”*
et mes prince *“Rayenn Wael & Saif al ddin”* .
- A tous mes amis (es) et tout la promotion de master 2 génie civil.
- Enfin à tous ceux qui nous sont chers.

Merci beaucoup

“BOURAS IKRAM”

الملخص

يمثل هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى مستوي الشكل ذات طابع سكني وتجاري يتكون من طابق أرضي +09 طوابق ويقع في ولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية -1- وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية. أجريت هذه الدراسة باستخدام لوائح التصميم والتحقق لهياكل الخرسانة المسلحة. تتكون هذه الدراسة من تفصيل عام للمشروع مع إعطاء الأبعاد الأولية للهيكل و كذا دراسة الأجزاء الثانوية من البناية.

ثم يشمل هذه العمل على دراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج ساب 2000 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية. وأخيرا نختم عملنا بدراسة أساس المبنى.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة ،SAP2000،RPA99 V2003،BAEL91 modifié.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée sur un immeuble de forme régulier à caractère résidentiel et commercial, composé d'un rez-de-chaussée plus (9) étages, situé dans la wilaya de TLEMCCEN, classé dans la zone sismique (zone I) selon les normes parasismiques algériennes. Cette étude a été réalisée en utilisant les règles de conception et de vérification des structures en béton armé.

Cette étude consiste à :

- Détailler le projet en donnant les dimensions initiales de la structure.
- Etudier des parties secondaires du bâtiment.
- Etudier le comportement dynamique du bâtiment au moyen du programme SAP 2000, qui nous permet par la suite de ferrailer les différents composants du bâtiment.
- Etudier les fondations du bâtiment.

Mots clés : Architecture, Béton armé, BAEL91 modifié99, RPA99 V2003, SAP2000.

Abstract

This project presents a detailed study on a building of regular form of residential and commercial character, composed of a ground floor plus (9) floors, located in the wilaya of TLEMCEM, classified in the seismic zone (zone I) according to Algerian earthquake-resistant standards. This study was carried out using the rules for the design and verification of reinforced concrete structures.

This study consists of:

- Detail of project by giving the initial dimensions of the structure.
- Study secondary parts of the building.
- Study the dynamic behavior of the building using the SAP 2000 program, which then allows us to reinforce the various components of the building.
- Study the foundations of the building.

Keywords: Architecture, Reinforced concrete, BAEL91 modified99, RPA99 V2003, SAP2000.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 01 :PRESENTATION DU PROJET

1.1. Introduction.....	1
1.2. Présentation de l'ouvrage	1
1.3. Caractéristiques géométriques.....	1
1.3.1 Les dimensions de l'ouvrage	1
1.4.Conception de la structure.....	2
1.4.1. Les fondations	2
1.4.2. Ossature	2
1.4.3.Plancher	2
1.4.4. L'escalier	3
1.4.5. La maçonnerie	3
1.4.6. Revêtement	4
1.4.7.Balcons.....	4
1.4.8. Cages d'ascenseurs.....	4
1.4.9. L' acrotère	4
1.4.10.Terrasse.....	4
1.5.Caractéristique mécanique des matériaux.....	4
1.5.1.Le béton.....	4
1.5.1.1.Les composition des béton	4
1.5.1.2.Avantages du béton armé	4
1.5.1.3.Résistance mécanique du béton.	5
1.5.1.4.Déformations longitudinales du béton	6
1.5.1.5. Coefficient de poisson.....	6
1.5.1.6.Contraintes limites.....	6
1.5.2.L'acier... ..	8

1.5.2.1 Les différents types d'aciers	8
1.5.2.2. Module d'élasticité longitudinal.....	9
1.5.2.3. Contrainte de calcul d'aciers.....	9
1.5.2.4. Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	9
1.5.3. Hypothèse de calcul	10
1.5.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	10
1.5.4.1. Etat limite ultime.....	10
1.5.4.2. Etat limite de service.....	10
1.5.4.3. Cas sismique.....	10
1.6. Protection des armatures.....	11
1.7. Conclusion	11

CHAPITRE 02 : PREDIMENSIONNEMENT ET DECENTE DE CHARGES

2.1. Introduction.....	13
2.2. Pré dimensionnement des éléments	13
2.2.1. les planchers	13
2.2.1.1. Plancher à corps creux.....	13
2.2.1.2. Plancher à dalle pleine (balcon)	14
2.2.2. des poteaux	14
2.2.3. Les poutres.....	17
2.2.3.1. Les poutres principales	17
2.2.3.2. Les poutres secondaires (chainages)	18
2.2.4. Les voiles	19
2.3. Descente des charges des éléments.....	20
2.3.1. Introduction.....	20
2.3.2. Descente des charges des éléments.....	20
2.3.2.1. Plancher terrasse (inaccessible)	20
2.3.2.2. Plancher Etage courant.....	21
2.3.2.3. Mur extérieur	22
2.3.2.4. murs intérieurs	22
2.4 Conclusion.....	23

CHAPITRE 03 :ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1.Introduction.....	25
3.2.Etude du Planche.....	25
3.2.1.Les planchers	25
3.2.1.1.Dimensionnement des poutrelles.....	25
3.2.1.2.Etude des poutrelles	26
3.2.1.3.Les charges des poutrelles	27
3.2.1.4. Type de poutrelles	27
3.2.1.5. Détermination des efforts internes.....	28
3.2.1.6. La méthode de 3 moment.....	29
3.2.1.7. Récapitulation de Mmax et Tmax.....	35
3.2.1.8. Détermination du ferrailage.....	36
3.3. la dalle de compression.....	44
3.3.1.Introduction.....	44
3.3.2. Ferrailage de la dalle de compression	44
3.4 .Etude de l'acrotère.....	44
3.4.1.Introduction.....	44
3.4.2. Pré dimensionnement de l'acrotère	45
3.4.3.Hypothèse de calcul.	45
3.4.4.Evaluation des charges.....	45
3.4.5.Calcul des sollicitations	46
3.4.6.Calcul de l'excentricité	46
3.4.7.Détermination du ferrailage.....	47
3.5. Les Escalier	51
3.5.1. Introduction	51
3.5.2. Terminologie.....	51
3.5.3. Pré-dimensionnement	51
3.5.4. Descente des charges d'escaliers.....	53
3.5.4.1 .Le palier	53
3.5.4.2. Le paillasse.....	53

3.5.5. Combinaisons d'action.....	54
3.5.6. Détermination des sollicitations internes.....	54
3.5.7. Détermination du ferrailage.....	56
3.6. Etude poutre palière	60
3.6.1. Introduction	60
3.6.2. Pré dimensionnement de poutre palière	60
3.6.3.Descente des charges.....	61
3.4.4.Ferrailage de la poutre palière.....	62
3.7.Etude de balcon.....	66
3.7.1. Introduction.....	66
3.7.2. Pré dimensionnement.....	67
3.7.3. Descente de charges.....	67
3.7.4. Les combinaisons d'action.....	68
3.7.5. Calcul du ferrailage.....	70
3.8.L'ascenseur.....	73
3.8.1.Introduction.....	73
3.8.2. Caractéristique de l'Ascenseur.....	74
3.8.3.Epaisseur de la dalle d'ascenseur.....	74
3.8.4.Evaluation des charges.....	75
3.8.5. Combinaison des charges.....	75
3.8.6.Vérification au poinçonnement.....	75
3.8.7.Evaluation des moments.....	76
3.8.8.Calcul de ferrailage.....	79
3.9.Conclusion.....	84
CHAPITRE 04 :ETUDE DYNAMIQUE	
4.1.Introduction.....	86
4.2. Objectif de l'étude dynamique	86
4.3. Méthode de calcul	86
4.3.1. Méthode statique équivalente.....	86

4.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	86
4.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	87
4.4.Modélisation de la structure étudiée	87
4.4.1.Description du logiciel SAP 2000.....	87
4.4.2.Modélisation des éléments structuraux.....	87
4.4.3.Modélisation de la masse.....	87
4.5.Disposition des voiles.....	88
4.6.Choix de la méthode de calcul.....	89
4.7.Combinaisons d'action.....	89
4.8. Détermination de la force sismique totale V	89
4.8.1.Coefficient d'accélération de zone (A).....	90
4.8.2.Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	90
4.8.3.Estimation de la période fondamentale de la structure.....	91
4.8.4.Coefficient de comportement global de la structure R.....	92
4.8.5.facteur de qualité Q.....	92
4.8.6.poids total de la structure.....	93
4.9. Détermination de la force sismique de chaque niveau.....	93
4.9.1.Vérification du coefficient de comportement R.....	94
4.9.2.Spectre de réponse de calcul ($\frac{S_a}{g}$).....	95
4.10.Méthode modale spectrale et vérification du calcul dynamique	96
4.10.1.Période et participation massique.....	96
4.10.2.Vérification de la résultante des forces sismiques.....	96
4.10.3.Justification vis a vis des déformations.....	97
4.10.4.JUSTIFICATION DE L'EFFET P- Δ	98
4.11.Conclusion.....	99
CHAPITRE 05 :ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
5.1.Introduction.....	101
5.2.Les poteaux.....	101
5.2.1. Les combinaisons de calcul.....	101
5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	101

5.2.3.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	102
5.2.4.Sollicitations des poteaux.	104
5.2.5.Calcul de ferrailage.....	104
5.3. Les poutres.....	109
5.3.1. Combinaisons d'actions.....	109
5.3.2.Recommandation du RPA99 (version 2003)	109
5.3.3. Les sollicitations des poutres.....	110
5.3.4.Ferrailage longitudinale.....	110
5.3.4.1. Poutre principale.....	110
5.3.4.2.Poutre secondaires.....	115
5.4.Les voiles.....	120
5.4.1.Introduction	120
5.4.2.Combinaisons des charges.....	120
5.4.3.Les recommandations du RPA99V2003.....	120
5.4.4. Règles communes.....	121
5.4.5. Disposition des voiles.....	122
5.4.6. Pré dimensionnement des voiles	122
5.4.7. Sollicitation des murs voile.....	123
5.4.8. Vérification sous les sollicitations tangentes.....	124
5.4.9. Ferrailages des murs voile.....	124
5.5.conclusion	127

CHAPITRE 06 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1.Introduction.....	129
6.2. type des fondations.....	129
6.2.1.fondations superficielles.....	129
6.2.2. fondations profondes.....	129
6.3.choix du type des fondations.....	129
6.4.Combinaisons d'actions à considérer.....	130
6.5.Etudes des semelles isolée.....	130
6.5.1.Pré dimensionnement des semelles isolée.....	130
6.5.2.Vérification de chevauchement entre semelles isolées.....	130

6.6. Etudes des semelles filantes.....	130
6.6.1.Pré dimensionnement des semelles filantes	131
6.6.2.Vérification de chevauchement entre semelles filantes.....	131
6.7. Etudes d'un radier général.....	132
6.7.1. modélisation du radier.....	132
6.7.2. Pré dimensionnement.....	132
6.7.3 Vérification nécessaire.....	133
6.7.4. Les différentes sollicitations.....	135
6.7.5. Calcul de ferrailage.....	135
6.7.5.1.ferrailage de la dalle.....	135
6.7.5.2.Ferrailage de la nervure.....	140
6.8.Conclusion.....	144

CHAPITRE 07: ETUDE ECONOMIQUE

7.1.INTRODUCTION	146
7.2.management des projets	146
7.3. Projet.....	146
7.4. Rôle du gestionnaire de projet (Le manager).....	147
7.5. Cycle de vis d'un projet de construction	147
7.6. Objectif.....	148
7.7.Planification du projet	148
7.8. Les différents intervenants dans un projet	149
7.9. Définition des ressources	150
7.10. Estimations de la durée des activités.....	151
7.11. Résultats obtenus	152
7.12. Devis quantitatif et estimatif	152
7.13. Solutions vis-à-vis de l'efficacité énergétique	162
7.14.Conclusion.....	162

Conclusion générale

Liste des tableaux

CHAPITRE 01 :PRESENTATION DU PROJET

Tableau 1.1 : Facteur de durée d'application des charges	7
--	---

CHAPITRE 02 :PREDIMENSIONNEMENTP ET DEECENTE DE CHARAGES

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 : Descente des charges (terrasse inaccessible).....	20
---	----

Tableau 2.4 :Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C).....	21
--	----

Tableau 2.5 : charge permanents des murs extérieurs.....	22
--	----

Tableau 2.6: charge permanents des murs intérieurs.....	22
---	----

CHAPITRE 03 :ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau 3.1 : Charges supportées par les poutrelles.....	27
--	----

Tableau 3.2: récapitulatif de Mmax et Tmax.....	36
---	----

Tableau 3.3: Ferrailage des poutrelles.....	43
---	----

Tableau 3.4: Calcul des sollicitations.....	46
---	----

Tableau 3.5 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	53
--	----

Tableau 3.6: Evaluation des charges et des surcharges pour le paillasse.....	54
--	----

Tableau 3.7 : Combinaisons d'action.....	54
--	----

Tableau 3.8 : charge permanente revenant au balcon.....	67
---	----

Tableau 3.9 : charge concentrée du garde corps	68
--	----

Tableau 3.10 : les moments dus aux charges concentrées.....	77
---	----

Tableau 3.11 : moments isostatiques à ELU et ELS.....	77
---	----

Tableau 3.12 : Les valeurs de μ_x et μ_y	78
--	----

Tableau 3.13 : Moment fléchissant de la dalle pleine.....	79
---	----

Tableau 3.14 : Récapitulation des résultats de ferrailage.....	81
--	----

Tableau 3.15 : Les contraintes dans le béton et l'acier.....	82
--	----

CHAPITRE 04 :ETUDE DYNAMIQUE

Tableau 4.1 : Coefficient d'accélération de la zone.....	90
Tableau 4.2: les Facteur de correction d'amortissement (η).....	90
Tableau 4.3: Période choisie pour le calcul du (D).....	91
Tableau 4.4: les Coefficient de comportement global de la structure (R).....	92
Tableau 4.5 : Pénalité en fonction des critères de qualité q.....	92
Tableau 4.6 : Poids des différents niveaux.....	93
Tableau 4.7: La force sismique de chaque niveau.....	94
Tableau 4.8: Période et masses modales de la structure.....	96
Tableau 4.9 : Vérification de la résultante des forces.....	97
Tableau 4.10 : Vérification de la résultante des forces.....	97
Tableau 4.11 : Vérifications des déplacements inter étages dans le sens $-x$	98
Tableau 4.12 : Vérifications des déplacements inter étages dans le sens $-y$	98
Tableau 4.13:justification de l'effet P- Δ « X-X»	99
Tableau 4.14:justification de l'effet P- Δ « y-y »	99

CHAPITRE 05 :Etude DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 5.1: vérification des poteaux sous sollicitations normales.....	102
Tableau 5.2:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	103
Tableau 5.3: La longueur de la zone nodale pour les poteaux.....	103
Tableau 5.4: Sollicitations des poteaux.....	104
Tableau 5.5: Récapitulatif de ferrailage longitudinal des poteaux.....	107
Tableau 5.6: Les armatures transversales des poteaux.....	108
Tableau 5.7 :Ferrailage transversal des poteaux.....	108
Tableau 5.8 : Sollicitations des poutres.....	110
Tableau 5.9 : Longueurs de recouvrement.....	114
Tableau 5.10 : Longueurs de recouvrement.....	119
Tableau 5.11: Récapitulatif des ferrailages des poutres.....	120
Tableau 5.12 : Pré dimensionnement des voiles	123
Tableau 5.13 :Sollicitation des murs voile sens x-x.....	123
Tableau 5.14 :Sollicitation des murs voile sens y-y.....	123
Tableau 5.15 :vérification sous les sollicitations tangentes.....	124

Tableau 5.16 : Recouvrement des murs voiles.....126

Tableau 5.17 : Récapitulatif des ferrailages des voiles.....127

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau 6.1 : Sollicitations du radier.....135

Tableau 6.2 : ferrailage de la dalle.....139

CHAPITRE 07:ETUDE ECONOMIQUE

Tableau 7.1 :Ressources humaines du projet.....150

Tableau 7.2 : Ressources matérielles du projet (engins).....151

Tableau 7.3. : Ressources matérielles du projet (Matérielle).....151

Tableau 7.4 : La durée de quelque tâche.....152

Tableau 7.5 :Devis quantitatif et estimatif152

Liste des figures

CHAPITRE 01 :PRESENTATION DU PROJET

Figure 1.1: Plancher à corps creux	2
Figure 1.2 : Plancher à dalle pleine	3
Figure 1.3 : schéma d'un escalier.....	3
Figure 1.4 : Diagramme contraintes-déformations à L'ELU.....	7
Figure 1.5 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	8
Figure 1.6 :Diagramme contraintes déformations.....	10

CHAPITRE 02 :PREDIMENSIONNEMENTP ET DEECENTE DE CHARAGES

Figure 2.1 :Schéma descriptif d'un planche d'étage courant.....	14
Figure 2.2 :Schéma de balcon	14
Figure2.3 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité.....	14
Figure 2.4 :poutres principales	19
Figure 2.5 : poutres secondaires.....	19
Figure 2.6: Coupe d'un plancher terrasse.....	21
Figure 2.7 :Coupe d'un plancher étage courant.....	21
Figure 2.8 :Coupe transversale du mur extérieurs.....	22
Figure 2.9 : Coupe transversale du mur intérieurs	23

CHAPITRE 03 :ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure 3.1: Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	25
Figure 3.2: Géométrie de la poutrelle.....	26
Figure 3.3 : schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU.....	29
Figure 3.4 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 1à ELU.....	32
Figure 3.5: schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS.....	32
Figure 3.6 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type1àELS.....	35
Figure 3.7 :Ancrage des armatures.....	42

Figure 3.8: Coupe transversale de l'acrotère.....	45
Figure 3.9: Section à ferrailer	47
Figure 3.10 :ferraillage d'acrotère.....	50
Figure 3.11 : Terminologie de l'escalier	51
Figure 3.12:schéma de 1 ^{er} volée et de la 2 ^{ème} volée a L'ELU.....	54
Figure 3.13 : schéma de 1 ^{er} volée et de la 2 ^{ème} volée a L'ELS.....	55
Figure 3.14 :Schéma de ferraillage de la volée 2.....	60
Figure 3.15: poutre palière.....	61
Figure 3.16 : Schéma de ferraillage.....	65
Figure 3.17 :coupe d'un balcon.....	65
Figure 3.18:d'escentes des charges du balcon.....	67
Figure 3.19: diagramme du moment fléchissant et des efforts tranchants ELU.....	69
Figure 3.20: diagramme du moment fléchissant et des efforts tranchants ELS.....	70
Figure 3.21 : Ferrailage du balcon.....	73
Figure 3.22: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	73
Figure 3.23: Schéma représentant la surface d'impact.....	74
Figure 3.24 : Schéma de ferraillage.....	82
CHAPITRE 04 :ETUDE DYNAMIQUE	
Figure 4.1 : 1 ^{er} mode (translation suivant Y).....	88
Figure 4.2 : 2 ^{ème} mode (translation suivant X).....	88
Figure 4.3 : 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z).....	89
Figure 4.4: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE).....	96
CHAPITRE 05 :Etude DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
Figure 5.1 : Ferrailage des poteau de RDC.....	109
Figure 5.2: ferraillages de la poutre principale.....	115
Figure 5.3 : Ferrailages de la poutre secondaire.....	119
Figure 5.4 :Disposition des armatures verticales.....	120
Figure 5.5 : Disposition des voile.....	121
Figure 5.6: coupe des voile.....	122
Figure 5.7 : Ferrailages des murs voiles.....	127

CHAPITRE 06 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure 6.1: Semelle filante sous portique central.....	131
Figure 6.2 : modélisation du radier.....	132
Figure 6.3 : dimension du radier.....	134
Figure 6.4 : Schéma de ferrailage de radier.....	139
Figure 6.5 : Schéma de ferrailage nervure (70x110).....	144

CHAPITRE 07:ETUDE ECONOMIQUE

Figure 7.1 : Facteurs principaux d'un projet.....	147
Figure 7.2 : Le cycle de vie d'un projet.....	148
Figure 7.3 : Les différents intervenants dans un projet	149
Figure 7.4 : Hourdis en polystyrène	162
Figure 7.5 : Etanchéité du toit terrasse	163
Figure 7.6 : l'Isolation thermique extérieure des façades ventilées	163
Figure 7.7 : Murs en polystyrène.....	164
Figure 7.8 : Panneau en polystyrène expansé.....	165
Figure 7.9 : Panneau en polystyrène extrudé.....	165
Figure 7.10 : Panneau en liège	166

Liste des Notation :

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E: Action accidentelle.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

σ_{st} : Contrainte admissible d'acier.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

τ_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.

σ_{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.

ϕ : Coefficient d'application.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$I_x ; I_y$: Moment d'inertie.

$i_x; i_y$: 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.

S : surface.

ρ : Masse Volumique.

C_p : Facteur de force horizontal.

$C.V$: Condition vérifiée.

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

R_i : Réaction d'appuis.

λ : L'élancement 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_1 : 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 en hauteur permet de gagner de la place, ce qui contribue au développement économique.

Ce type de construction peut aussi présenter un risque car il est situé dans une zone où convergent les plaques tectoniques, ce qui le rend vulnérable aux séismes.

Ce bâtiment est étudié en respectant les réglementations et les recommandations en vigueur à savoir le RPA99 et le BAEL, ainsi que les différents documents techniques réglementaires dont le D.T.R. BC 2.2.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implanté à Nedroma dans wilaya de Tlemcen dans une zone de faible sismicité, comportant RDC et 9 étages.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation peut constituer un avantage économique en plus de plusieurs autres avantages telle que :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

L'étude de notre projet, a pour but :

- d'assurer la stabilité et la sécurité de la structure en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, Poutres, Voile) aux différentes sollicitations (compression, flexion, cisaillement).
- D'introduire la notion d'économie notamment en suggérant l'utilisation de certains matériaux.
- D'introduire la notion du confort et de l'esthétique.

Ce mémoire est divisé en sept chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (planche , poteaux, les poutres et les voiles), ainsi que la descente des charges.
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires (planche, la dalle de compression, l'acrotère, les escaliers , poutre palière balcon, l'ascenseur).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment est faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- Le cinquième chapitre est dédié au calcul des ferrailages des éléments structuraux sous les sollicitations et les combinaisons les plus défavorables qui ont été exigées par les règlements (RPA99/Version2003 et BAEL)
- Dans le sixième chapitre, on présente l'étude des fondations et la détermination du ferrailage du radier générale. .
- Le dernier chapitre est réservé à l'étude économique .Il sera consacrée à la planification de notre projet afin d'atteindre nos objectifs en termes de devis estimatif et de délai. On proposera des solutions vis-à-vis de l'efficacité énergétique.
- Une conclusion générale clôture le mémoire.

CHAPITRE 01 :

***PRESENTATION DU
PROJET***

1.1. Introduction :

L'étude génie civil pousse à faire les calculs pour avoir une structure sûre et économique et assurer la stabilité .Ce chapitre présente la présentation du projet.

1.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet a pour objectif de contribuer à l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnelle qui regroupe des habitations pour les 9 étages avec un rez-de-chaussée réservé à des locaux commerciaux.

L'ouvrage est implanté :

- ❖ Wilaya : TLEMCEM
- ❖ Daïra : NEDROMA
- ❖ Commune : NEDROMA
- ❖ Adresse: Hai EL Amir AEK commune de Nedroma

Il est classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003) dans une zone de faible sismicité (Zone I).

Les règlements et les normes utilisés :

- ❖ BAEL 91
- ❖ CBA 93
- ❖ RPA 99 version 2003
- ❖ Les différents DTR
- ❖ Le programme de calcul utilisé le SAP 2000 version : r14

1.3. Caractéristiques géométriques :**1.3.1. Les dimensions de l'ouvrage :**

- ❖ Longueur totale : $L = 23,20$ m
- ❖ Largeur totale : $L = 8,05$ m
- ❖ Hauteur totale : $H = 30,6$
- ❖ Hauteur totale (y compris l'acrotère): $H = 31,2$
- ❖ Hauteur du R.D.C : $3,06$ m
- ❖ Hauteur d'étage : $3,06$ m

1.4. Conception de l'ouvrage :

1.4.1. Les fondations :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.4.2. Ossature :

C'est une structure qui constitue l'appui de la construction, et qui garantit la stabilité. La stabilité transversale et longitudinale de la structure est assuré par :

- Des portiques auto stable (poteaux, poutres).
- Des voiles.

1.4.3. Plancher :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et qui est capable de supporter des charges. On distingue des planchers à corps creux et des planchers à dalles pleines.

➤ planchers à corps creux :

Ce type de plancher est composé de 3 éléments principaux :

- les corps creux.
- les poutrelles en béton armé ou précontraint.
- une dalle de compression armée.

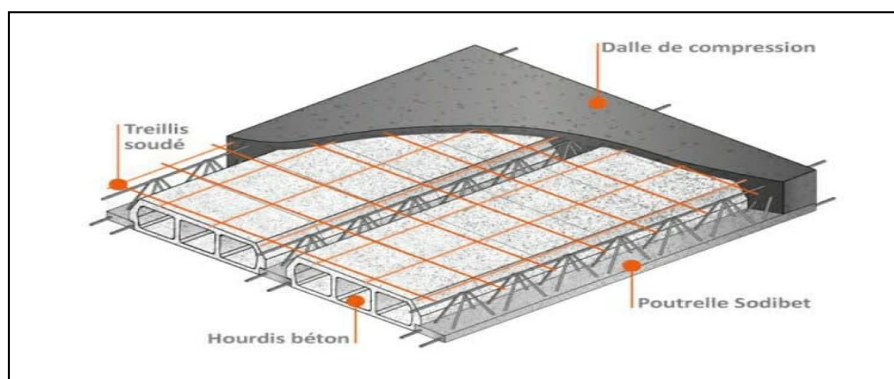


Figure 1.1 : Plancher à corps creux

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

- Facilité de réalisation.
- Des portées pas importantes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

➤ **Plancher à dalle pleine :**

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur égale généralement à 10 à 20 cm et qui repose sur des appuis. Elle est utilisée généralement dans les cas où on a des formes irrégulières et aussi pour minimiser le coût et le temps nécessaire de la réalisation.

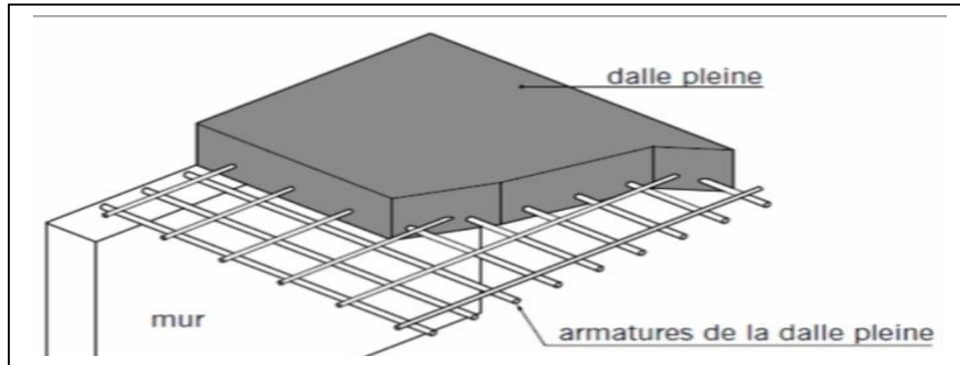


Figure1. 2 : Plancher à dalle pleine

➤ **L'escalier :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

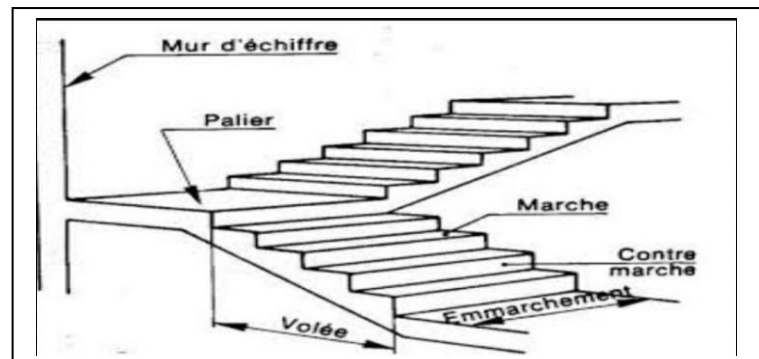


Figure1.3 : schéma d'un escalier

1.4.4. La maçonnerie :

- **Les murs extérieurs :** c'est Les murs de séparation entre les logements sont constitués en double paroi de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air généralement de 5cm d'épaisseur.
- **Les murs intérieurs :** sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

1.4.5. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Le plancher Terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

1.4.6. Balcons :

Un balcon est un type de plateforme qui se dégage d'un mur et forme ainsi une « pièce en hauteur »

1.4.7. Cages d'ascenseurs :

Appareil élévateur permettant de transporter des personnes dans une cabine se déplaçant entre des guides verticaux, ou faiblement inclinés sur la verticale.

1.4.8. L'acrotère :

L'acrotère est un muret situé en périphérie des toits terrasses, dans le prolongement des façades.

1.4.9. Terrasse :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

1.5. Caractéristiques des matériaux utilisés :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir: le béton et l'acier.

1.5.1. Le béton

➤ Le béton :

Le béton est résistant et jouit d'une excellente réputation parmi les différents matériaux de construction disponibles.

1.5.1.1. Les composition des bétons :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

1.5.1.2. Avantages du béton armé :

C'est un matériau capable de produire de façon économique les avantages suivants :

- résistance, durabilité, longévité et résilience sans égal.
- efficacité énergétique maximisée grâce à sa masse thermique.
- un matériau de construction qui ne brûle pas, ne rouille pas ou ne pourrit pas.
- sûreté et sécurité.

- versatilité — il peut être moulé sous toutes formes, couleurs et motifs imaginables.
- n'émet pas de gaz.
- excellente isolation aux vibrations et aux sons.
- faibles coûts d'entretien .

1.5.1.3. Résistance mécanique du béton :

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours sur des éprouvettes normalisées de 16cm et de 32cm de hauteur, notée : $f_{c28} = 25$ MPa. Pour les calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à Partir de f_{c28} , par :

[Art A.2.1, 11/ BAEL 91]

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \longrightarrow \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa (} j \leq 28\text{jours)} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \longrightarrow \text{Pour : } f_{c28} > 40\text{MPa (} j \leq 28\text{jours)} \end{array} \right.$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6+0,06 \cdot f_{cj} \qquad \text{BAEL91 [Article A.2.1.12]} \\ f_{t28} = 2,1\text{Mpa} \end{array} \right.$$

- **Contrainte admissible de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime T_u . BAEL91[Art.2.12]

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

Avec b_0 : largeur de la pièce ; d : hauteur utile.

En tenant en compte des relations suivantes:

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

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

1.5.1.4. Déformations longitudinales du béton:

- **Module de déformation instantanée:**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}} [\text{BAEL 91 / Art.2.1 21}]$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation différée:**

Pour les contraintes de longue durée , le module de déformation longitudinal différée est donné par : $E_{ij} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}}$ [BAEL 99/ Art A.2.1 22]

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \text{donc} \quad E_{vj} = 10818,86 \text{ MPA.}$$

- **Module de déformation transversal :** [BAEL 91/Art A.2.1, 3] Il est donné par :

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

Avec : E : module de Young

v : Coefficient de Poisson

G = 0,4E pour le béton non fissuré (ELS).

G = 0,5E pour le béton fissuré (ELU).

1.5.1.5. Coefficient de poisson :

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

v= 0,0 dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

v= 0,2 dans le calcul des déformations à l'ELS.

1.5.1.6. Contraintes limites :

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

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

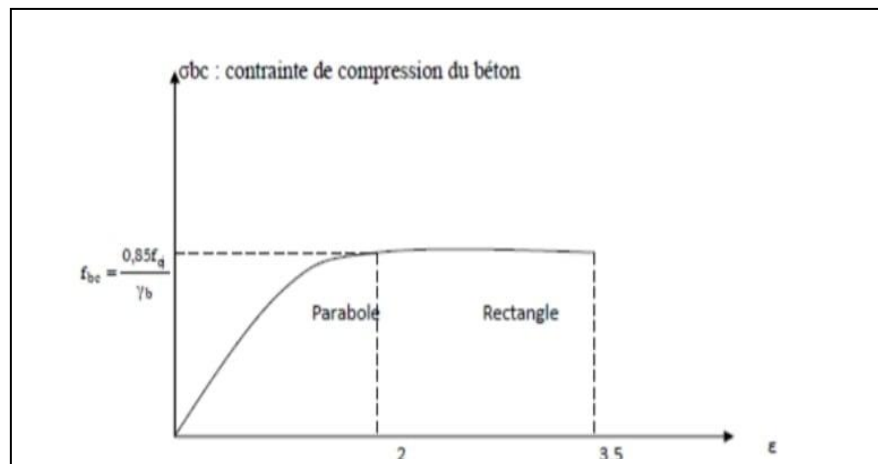


Figure 1. 4 :Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

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

σ_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ cas générale.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas de combinaisons accidentelles.} \end{array} \right.$

θ : Facteur variable en fonction durée d'application des charges donné 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

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

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique où on adopte la loi de Hooke,

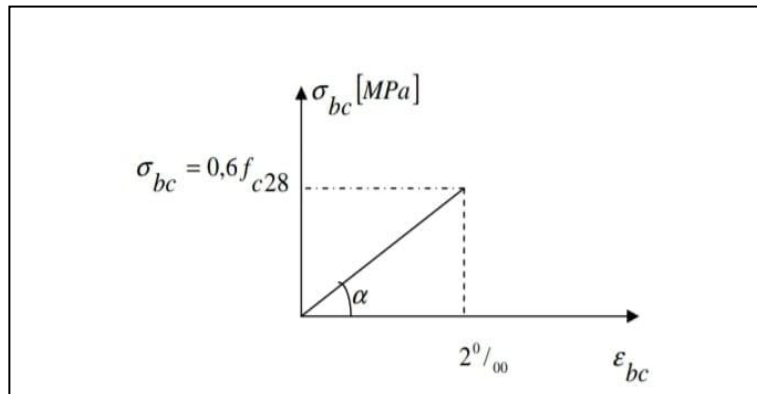


Figure 1.5 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

La contrainte limite de service en compression de béton est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad [\text{CBA 93 art. A.4.5.2}]$$

1.5.2. L'acier :

➤ L'acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

1.5.2.1. Les différents types d'aciers :

- **Les ronds lisses (RL):**

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers. On utilise les nuances FeE215 et FeE235 pour les armatures transversales.

- **Les treillis soudés (TR):**

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles. on adoptera la nuance FeE235Mpa avec $\emptyset 6$ pour les hourdis des planchers a corps creux

- **Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):**

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec 500MPa et d'un allongement relatif sous charges inférieures ou égales à la force maximale spécifique qui doit être supérieur ou égale à 5%. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 pour les armatures longitudinales.

1.5.2.2. Module d'élasticité longitudinal : (Art A.2.2.1/CBA93)

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

1.5.2.3. Contrainte de calcul d'aciers :

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

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation accidentel} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation courante} \end{array} \right.$$

- **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 : $\sigma_{st} = \min (3 / 2 f_e , 110 \sqrt{f_t 28 \eta})$

-Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{f_t 28 \eta})$

Avec : η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les RL} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA} \end{array} \right.$$

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

1.5.2.4. Diagramme contraintes déformations de l'acier :

(Art A.2.2.2/CBA93) Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

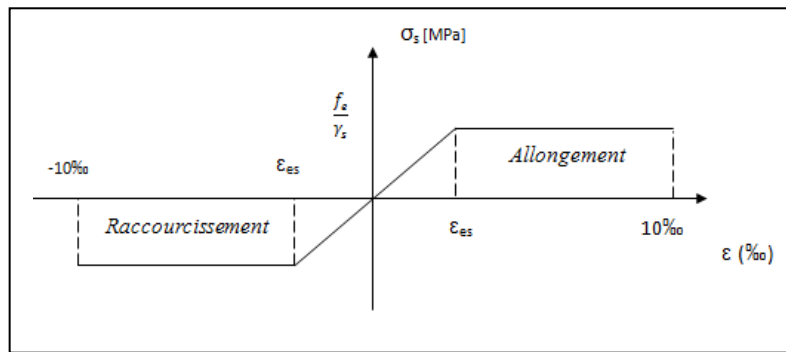


Figure 1.6 :Diagramme contraintes déformations

Avec :

f_e : Limite d'élasticité

ξ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

1.5.3. Hypothèse de calcul ;

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- la Résistance a la compression du béton a 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa
- La Résistance a la traction de béton ; $f_t = 2,1$ Mpa
- Module d'élasticité longitudinal diffère ; $E_{vj} = 10818,865$ Mpa
- Module d'élasticité longitudinal diffère ; $E_{ij} = 32164,195$ Mpa
- Limite d'élasticité des armatures longitudinales : $f_e = 400$ Mpa [HA].
- Limite d'élasticité des armatures transversales : $f_e = 235$ Mpa [RL].

1.5.4. Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites :

1.5.4.1. Etats limites ultimes: Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G + 1.5Q$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

1.5.4.2. Etat limite de service : La combinaison d'action est la suivante :

$$G + Q$$

1.5.4.3. Cas sismique :

S'il y a une intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, alors il faudra appliquer les règles parasismiques Algériennes qui ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 \times G \pm E \longrightarrow \text{(Pour les poutres).}$$

$$G + Q \pm 1,2 \times E \longrightarrow \text{(Pour les poteaux).}$$

Avec : E : effort de séisme.

1.6. Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

1.7. CONCLUSION:

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants. Le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés. Vu que ce matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction. Ainsi, il faut bien choisir une bonne composition ainsi que de bonnes caractéristiques du béton.

CHAPITRE 02 :

***PREDIMENSIONNEMENT
ET DESCENTE DES
CHARGES***

2.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des différents éléments (principaux / secondaires) d'une structure, et une étape très importante dans une étude de Génie civil

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

2.2. Pré dimensionnement des éléments :

2.2.1. les planchers :

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique, d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Dans notre projet les planchers sont en corps creux et en dalles pleines.

2.2.1.1. Plancher à corps creux :

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{l}{22,5}$$

Avec :

h_t :Hauteur total du plancher.

l : La plus grande portée - entre nus d'appuis -dans le sens de disposition des poutrelles.

$$\text{Donc } h_t \geq \frac{l}{22,5} \quad \text{avec } l = 4,75 - 0,3 = 4,45\text{m}$$

$$h_t \geq \frac{445}{22,5} \quad \text{donc } h_t \geq 19,77\text{cm}$$

On prend un plancher (16+5) cm avec : $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm pour les corps creux} \\ 5\text{cm pour la dalle de compression.} \end{array} \right.$

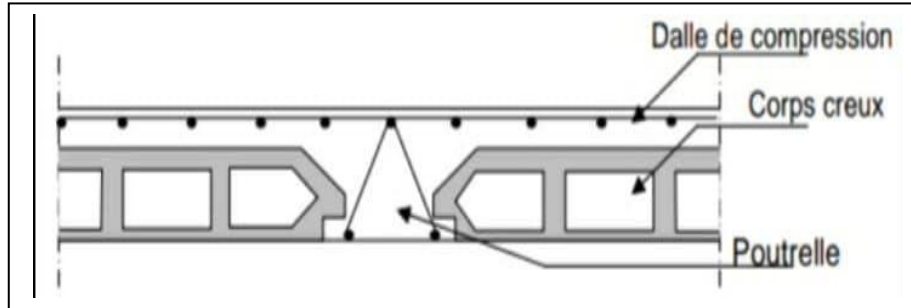


Figure 2.1 :Schéma descriptif d'un planche d'étage courant

2.2.1.2. Plancher à dalle pleine (balcon) :

les planchers du sous-sol sont en dalle pleine suite à leurs fortes surcharges d'exploitation

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \text{ Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$P = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \text{ Pour les dalles pleines,}$$

avec : l_x : la petite partie du panneau le plus sollicité.

on les utilise pour les balcons : $e = 15 \text{ cm}$.

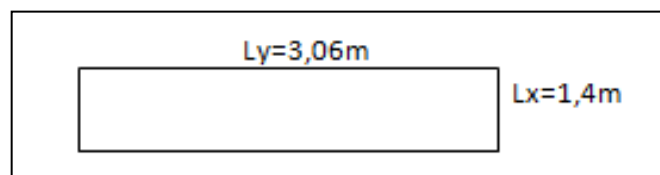


Figure 2.2 :Schéma de balcon

2.2.2. des poteaux :

Un poteau est une tige droite, un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures. Les éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N ; perpendiculaire à la surface S et passant par le centre de gravité (G) .

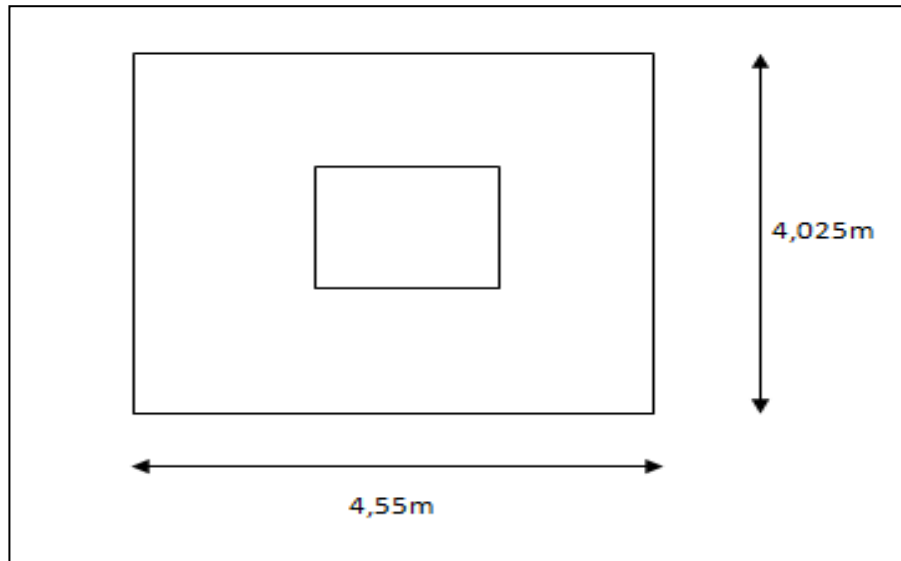


Figure 2.3 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale :

$$S = (4,55 \times 4,025) = 18,313\text{m}^2$$

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

$$Nu = Q \times S \times n$$

Sachant que :

n : nombre d'étage + RDC = 10

S : surface supportée par le poteau le plus sollicité.

Q : Charge moyenne répartie (égale a 1 t/m^2).

Donc : $Nu = 1 \times 18,313 \times 10 = 183,1375 \text{ t}$

$$Nu = 1,8313 \text{ MN}$$

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

$$Br = \frac{\beta \times Nu}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \times \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

Avec:

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} \beta = 1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2 & \text{si } \lambda \leq 50. \\ \beta = (0,85 \times \lambda^2) / 1500 & \text{si } 50 < \lambda < 70. \end{array} \right.$$

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

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

$\gamma_s = 1,15$ (cas générale)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,66 \text{ Mpa}$$

$$Br = \frac{\beta \times Nu}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \times \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}} = \frac{1,2 \times 1,8313}{\frac{18,66}{0,9} + 0,85 \times \frac{400}{100 \times 1,15}} = 0,117538 \text{ m}^2$$

$$Br = 1175,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } Br \geq (a - 2)^2 \text{ donc } a \geq \sqrt{Br} + 2 \quad a \geq 36,28$$

Donc on prend :

$$a = b = 65 \text{ cm} \quad ; \text{ poteau } (65 \times 65) \text{ cm}^2$$

Dans notre projet le nombre d'étages est grand (R+9) alors on prend une section carré de côté :

$a = 65 \times 65 \text{ cm}^2$ pour le RDC et 1er étage, 2eme étage.

$a = 55 \times 55 \text{ cm}^2$ pour le 3 ;4 émie étage.

$a = 45 \times 45 \text{ cm}^2$ pour le 5 ;6 émie étage.

$a = 35 \times 35 \text{ cm}^2$ pour le 7 ;8 ;9 émie étage.

➤ **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:

$$\text{- Min (a , b) } \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow a = 65 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\text{- Min (a , b) } \geq h_e / 20 \longrightarrow a = 65 \text{ cm} \geq 15,3 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\text{- } 1/4 \leq a/b \leq 4 \longrightarrow 1/4 \leq (65/65) = 1 \leq 4 \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification du poteau au flambement:**

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

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$$

Avec:

i_x : moment de giration.

$$l_f = K \times H_0$$

Avec :

- l_f : longueur de flambement.

- $H_0=3,06\text{m}$ (la hauteur d'étage).

- $K=0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

➤ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = a \cdot b^3 / 12 = 65 \times 65^3 / 12 = 1487552,083 \text{ cm}^4.$$

➤ **Rayent de giration i_x, i_y :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a \times b}} = \sqrt{\frac{1487552,083}{65 \times 65}} = 18,76 \text{ cm}.$$

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_x = \lambda_y = l_f / i_x$$

avec : $l_f = 0,7 \times L_0$ (cas générale) $\longrightarrow l_f = 2,142 \text{ m} = 214,2 \text{ cm}$

$\lambda_x = \lambda_y = 11,42 < 50 \longrightarrow$ le flambement est vérifié.

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

Poteaux	N étage	S (m ²)	NU (MN)	a x b (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	I (cm ⁴)	I (cm ⁴)	Condition
RDC	1	18,313	1,8313	65×65	3,06	2,142	1487552,083	18,76	C v
1 ^{eme} étage	2	18,313	1,8313	65×65	3,06	2,142	1487552,083	18,76	C v
2 ^{eme} étage	3	18,313	1,8313	65 ×65	3,06	2,142	1487552,083	18,76	C v
3 ^{eme} étage	4	18,313	1,8313	55×55	3,06	2,142	762552,08	15,88	C v
4 ^{eme} étage	5	18,313	1,8313	55×55	3,06	2,142	762552,08	15,88	C v
5 ^{eme} étage	6	18,313	1,8313	45×45	3,06	2,142	341718,75	12,99	C v
6 ^{eme} étage	7	18,313	1,8313	45×40	3,06	2,142	341718,75	12,99	C v
7 ^{eme} étage	8	18,313	1,8313	35×35	3,06	2,142	125052,08	10,10	C v
8 ^{eme} étage	9	18,313	1,8313	35×35	3,06	2,142	125052,08	10,10	C v
9 ^{eme} étage	10	18,313	1,8313	35×35	3,06	2,142	125052,08	10,10	C v

Tableau 2.1 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux.

2.2.3. Les poutres :

Ce sont des éléments structurels de forme conçu pour résister à la flexion, disposées généralement horizontalement, et destinées à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui. Elles reçoivent en général des charges verticales qu'elles transmettent aux appuis.

2.2.3.1. Les poutres principales

Poutre supportant des poutres secondaires, des nervures ou des poutrelles et reposant elle-même sur des porteurs verticaux (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement est basé sur les règles B.A.E.L 91 et vérifier par les conditions imposées par les sismologues (R.P. A 99 V2003).

$$\begin{aligned} \text{B.A.E.L 91} \quad & \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ & \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \\ & 32 \leq h \leq 48 \end{aligned}$$

Donc on prend : $h=45\text{cm}$
 $0,3h \leq b \leq 0,7h$

On prend : $b=35\text{cm}$

Avec :

h : la hauteur des poutres

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

Alors, on prend : $h=45\text{cm}$ et $b = 35\text{cm}$.

➤ Vérification : d'après R.P.A 9 vers 2003

$$b \geq 20 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \longrightarrow \text{C.V}$$

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

2.2.3.2. Les poutres secondaires (chainages) :

Les chaînages sont les éléments de liaison entre les différents composants des gros œuvres.

$$L = 4,30 \text{ m} \quad \text{Donc} \quad \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10}$$

$$31,66\text{cm} \leq h \leq 47,5\text{cm}$$

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

➤ On vérifie aussi les conditions de l'R.P.A 99 v2003:

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

- $h \geq 30\text{cm}$ → C.V

- $h/b < 4$ → C.V

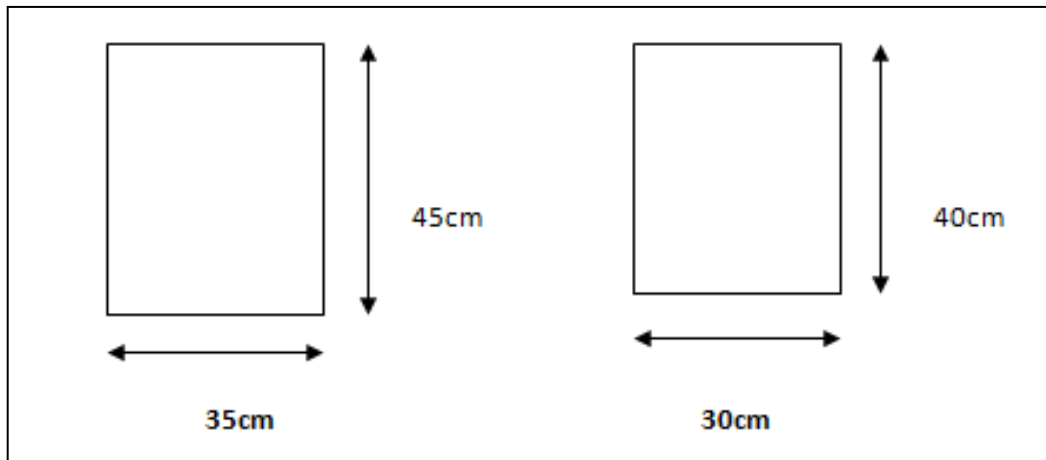


Figure 2.4 :poutres principales

Figure 2.5 : poutres secondaires

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

Niveau	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	65×65	35×45	30×40
1 er étage	65×65	35×45	30×40
2 er étage	65×65	35×45	30×40
3 er étage	55×55	35×45	30×40
4 er étage	55×55	35×45	30×40
5 er étage	45×45	35×45	30×40
6 er étage	45×45	35×45	30×40
7 er étage	35×35	35×45	30×40
8 er étage	35×35	35×45	30×40
9 er étage	35×35	35×45	30×40

Tableau 2.2 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres

2.2.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (séisme, vent), d'autre part à reprendre une partie des charges verticales (environ 20%).

Selon le R.P.A 99 vr 2003, Art 7.7.1 ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4e$$

$$e \geq h_e/20$$

Avec : L : la longueur du voile.

e : l'épaisseur du voile ($e_{\min} = 15 \text{ cm}$).

he : hauteur libre d'étage.

On a pour le RDC et les étages:

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

On considère donc des voiles avec une épaisseur de 20cm

2.3. Descente des charges des éléments

2.3.1. Introduction :

On appelle descente des charges l'opération qui consiste à calculer, pour tous éléments porteurs des constructions, les charges supportent au niveau de chaque étage jusque sur la fondation.

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de la structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. (Selon l'annexe de B.A.E.L 91)

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

2.3.2. Descente des charges des éléments :

2.3.2.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1) Protection gravillon	0,05	17	0,85
2) Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3) Forme de pente	0,1	22	2,2
4) Isolation thermique	0,04	4	0,16
5) Plancher à corps creux	0,16+0,05	---	3,02
6) Enduit en plâtre	0,2	10	0,2

Tableau 2.3 : Descente des charges (terrasse inaccessible)

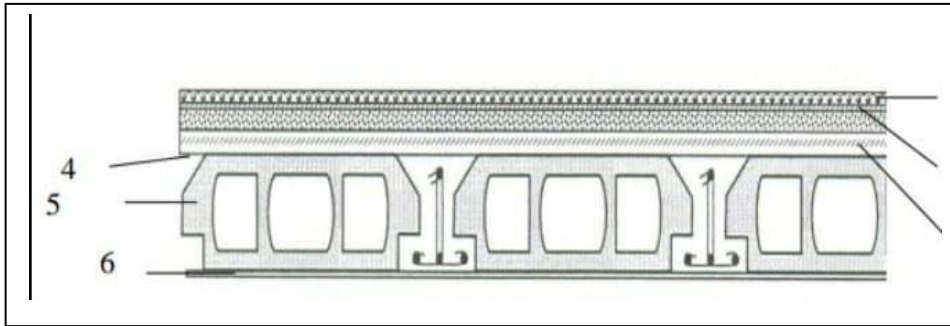


Figure 2.6 : Coupe d'un plancher terrasse

Dans ce cas on a :

- charge permanente (poids propre) : $G = 6,56 \text{ KN/m}^2$
- sur charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

2.3.2.2. Plancher Etage courant :

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2) Mortier de ciment	0,02	20	0,4
3) Mortier de pose	0,02	18	0,36
4) Plancher à corps creux	0,16+0,05	----	3,20
5) Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6) Cloisons	0,1	---	01

Tableau 2.4 :Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C)

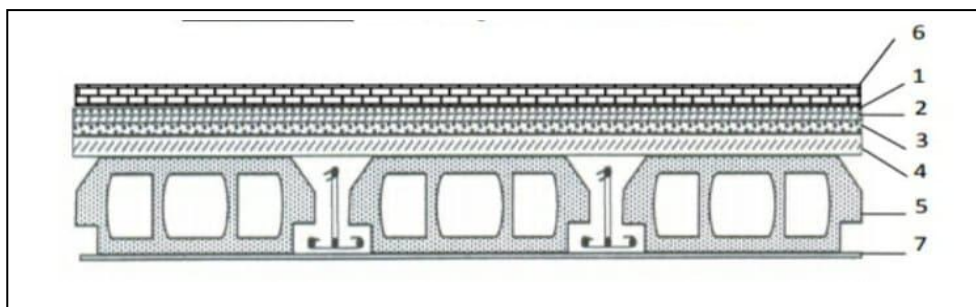


Figure 2.7 :Coupe d'un plancher étage courant.

- Charge permanente (poids propre) : $G=5,6\text{KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation: $Q=1,50 \text{ KN/m}^2$

2.3.2.3. Mur extérieur :(double paroi)

Elément	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
1)Mortier ciment	0,02	20	0,4
2)Brique creuse	0,15	9	1,35
3)Lame d'air	0,05	00	0
4)Brique creuse	0,1	9	0,9
5)Enduit intérieur en plâtre	0,02	20	0,4

Tableau 2.5 : charge permanents des murs extérieurs

➤ charge permanente (poids propre) : $G=3,05\text{KN/m}^2$

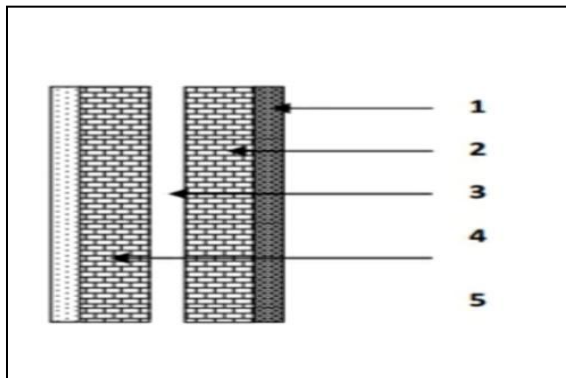


Figure 2.8 :Coupe transversale du mur extérieurs

2.3.2.4. murs intérieurs :

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
1) Enduit en plâtre	0,02	9	0,18
2) Brique creuse	0,1	9	0,90
3) Enduit en plâtre	0,02	9	0,18

Tableau 2.6: charge permanents des murs intérieurs.

➤ charge permanente (poids propre) : $G=1,26\text{KN/m}^2$

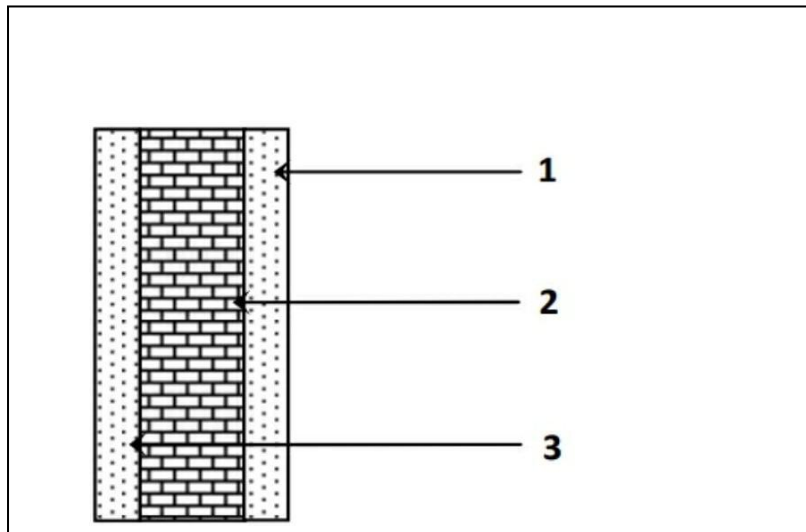


Figure 2.9 : Coupe transversale du mur intérieurs

2.4.Conclusion :

Après avoir fait le pré-dimensionnement des éléments structuraux, déterminer les descentes des charges et vérifier de toutes les conditions nécessaires, nous avons choisi pour les éléments, les sections suivantes :

- Les sections des poteaux :
 - RDC, 1ère étage, 2ème: (65×65) cm².
 - 3 ème ; 4ème : (55×55) cm².
 - 5ème ; 6ème étage : (45×45) cm².
 - 7ème ; 8ème ; 9ème étage : (35×35) cm².
- La poutre principale : de section (35× 45) cm².
- Les poutres secondaires : de section (30× 40) cm².
- Les voiles : l'épaisseur adoptée pour tous les voiles de notre structure est de 20 cm.

CHAPITRE 03 :

***ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES***

3.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments secondaires qui contrairement aux les éléments structuraux qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

3.2. Etude du Plancher

3.2.1. Les planchers :

Les planchers sont des aires généralement planes, destinés à limiter les étages. Leurs fonctions principales peuvent être résumées en :

- Une fonction de résistance mécanique : ils doivent supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Dans notre structure nous avons opté pour des planchers à corps creux (poutrelles préfabriqués ou coulés sur place) pour des raisons économiques et structurelles et dalle de compression.

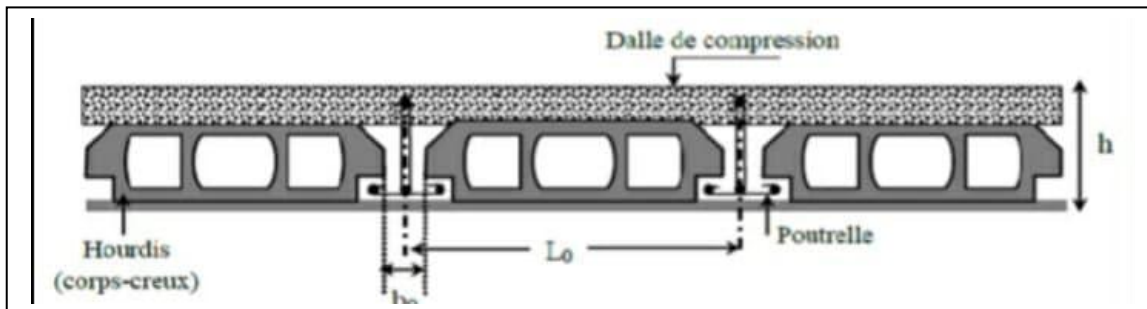


Figure 3.1: Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

3.2.1.1. Dimensionnement des poutrelles:

La poutrelle est un élément horizontal qui ont le rôle de supporter les charges verticales .fabriqués en béton armé .,Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens poutres secondaire .

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 $\longrightarrow h_t=16+4=20$ cm

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

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

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t \quad \text{avec} \quad h_t = 21 \text{ cm}$$

donc $8,4 \leq b_0 \leq 16,8$ on adopte : $b_0 = 12 \text{ cm}$

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:

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{475}{10} = 4,75 \text{ cm} \end{cases}$$

$L = 4,75 \text{ m}$ c'est la distance maximale entre axe des poutres secondaires.

$l_1 = 65 \text{ cm}$ c'est la dimension de l'hourdis

Donc: $b_1 = 26,5 \text{ cm}$. et par conséquent $b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

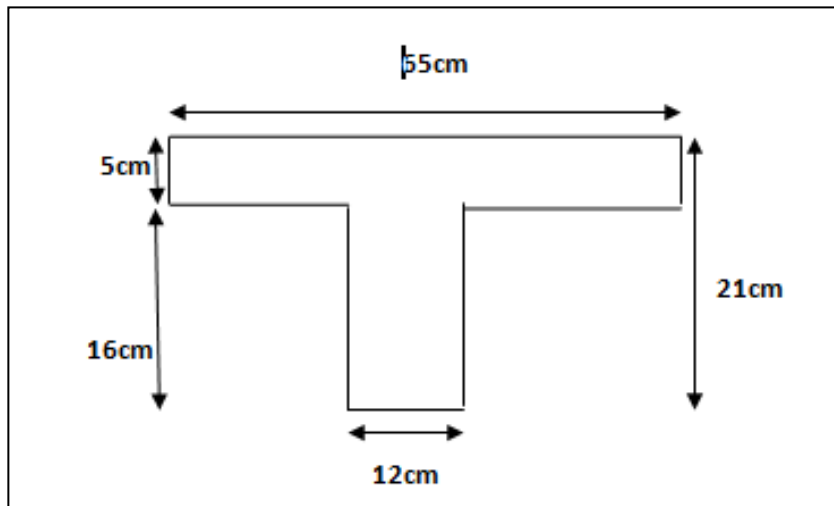


Figure 3.2: Géométrie de la poutrelle

3.2.1.2. Etude des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour l'étude des poutrelles. D'après le B.A.E.L 91, pour la détermination des efforts tranchants et des moments Fléchissant dans le cas des poutrelles, on peut utiliser l'une des trois méthodes :

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

On a opté pour la méthode des trois moments ainsi que le logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

3.2.1.3. Les charges des poutrelles :

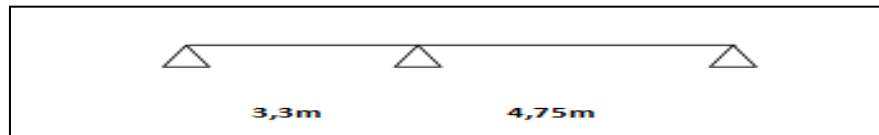
Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	Combinaison d'action	
				ELU $qu=(1,35G+1,5Q) \times b$	ELS $qs = (G+Q) \times b$
Terrasse inaccessible	6,56	1	0,65	6,7314	4,914
Etage courant+RDC	5,59	1,5	0,65	6,3677	4,6085

Tableau 3.1 : Charges supportées par les poutrelles.

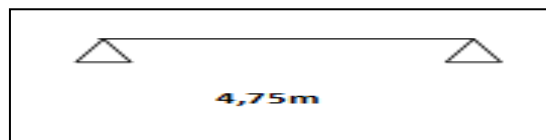
3.2.1.4. Type de poutrelles :

➤ pour RDC :

▪ Type01 :

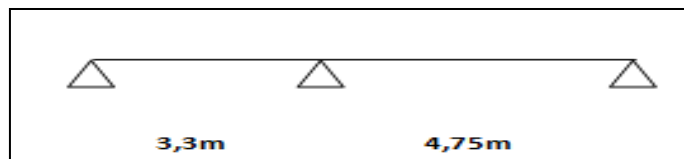


▪ Type02 :

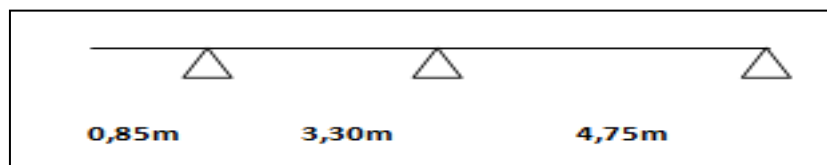


➤ Etage courant :

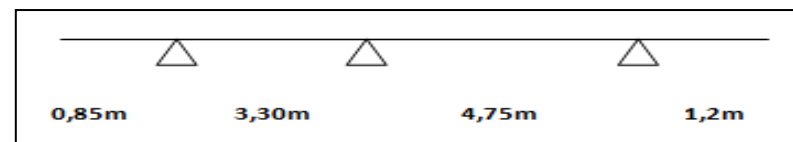
▪ Type01 :



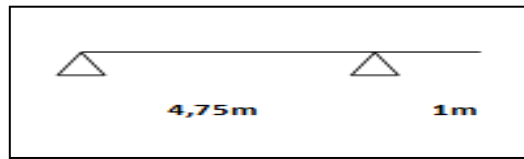
▪ Type02 :



▪ Type03 :

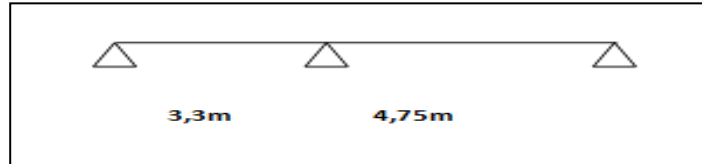


- Type04 :

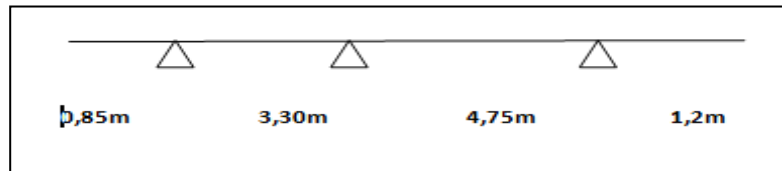


➤ Pour Terrasse :

- Type01 :



- Type02 :



3.2.1.5. Détermination des efforts internes :

Le plan contient 3 types, nous calculée premier type de poutrelle par la méthode des trois moment et les autres sont calculés directement par logiciel SAP 2000.

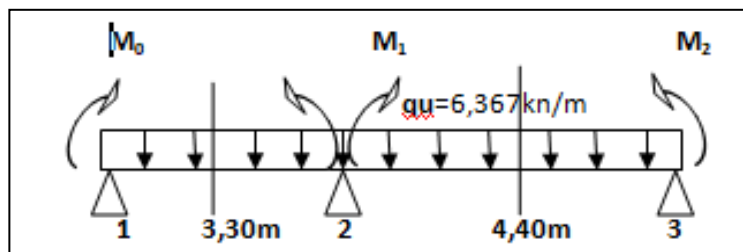


Figure 3.3 : schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU

3.2.1.6. La méthode de 3 moment :

$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6(R_{g1} - R_{d1})$$

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

Avec :

$$A_1 = R_{g1} + R_{d1}$$

$$M_0 = M_2 = 0 \text{ (condition aux limites)}$$

$$L_1 = 3,3 \text{ m} ; L_2 = 4,75 \text{ m}$$

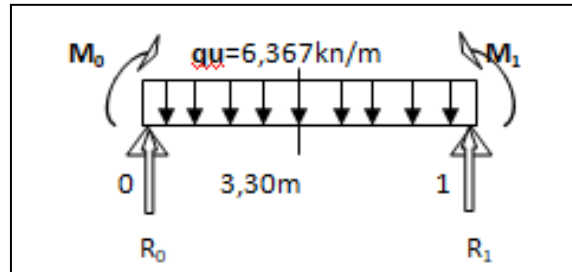
$$q = 6,3677 \text{ kn/m}$$

$$M_0 \times 3,3 + 2 \times M_1 \times (3,30 + 4,75) + M_2 \times 4,75 + 6A_1 = 0$$

$$16,1M_1 + 6A_1 = 0$$

➤ **ELU:**

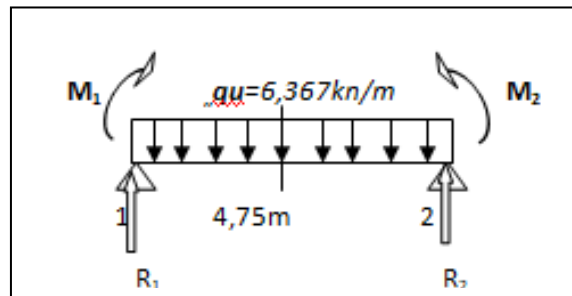
✓ **Travée 0-1**



$$R_{1g} \times 3,30 - \frac{2}{3} \times 3,30 \times \left(6,367 \times \frac{3,30^2}{8} \right) \times \frac{3,30}{2} = 0$$

$$R_{1g} = 9,53 \text{ KN}$$

✓ **Travée 1-2 :**



$$-R_{1d} \times 4,75 + \frac{2}{3} \times 4,75 \times \left(6,367 \times \frac{4,75^2}{8} \right) \times \frac{4,75}{2} = 0$$

$$R_{1d} = 28,43 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{g1} + R_{d1}$$

$$A_1 = 9,53 + 28,43$$

$$A_1 = 37,96 \text{ KN}$$

$$16,1 M_1 + 6A_1 = 0$$

$$M_1 = -\frac{6A_1}{16,1} = -\frac{6 \times 37,96}{16,1}$$

$$M_1 = -14,15 \text{ KN.m}$$

• **Moment Fléchissant et Effort tranchant:**

✓ **Travée 0-1 :**

$$R_0 + R_1 = q_u \times L_1$$

$$\sum M/1=0 \longrightarrow R_0 L_1 - q_u \times \frac{L_1^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = \frac{q_u \times \frac{L_1^2}{2} + M_1}{L_1} = 6,22 \text{ KN}$$

$$R_1 = q_u \times L_1 - R_0 = 14,79 \text{ KN}$$

- **section $0 \leq x \leq 3,3 \text{ m}$**

$$M(x) = R_0 \times x - q_u \times \left(\frac{x^2}{2}\right) \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0)=0 \\ M(3,3)=-14,15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_0 - q_u \times x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 6,22 \text{ KN} \\ T(3,3) = -14,79 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow R_0 - q_u \times x = 0$$

$$x = \frac{R_0}{q_u} = \frac{6,22}{6,3677} = 0,98 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(0,98) = 6,22 \times 0,98 - 6,3677 \times (0,98^2 / 2)$$

$$M_{\max} = 3,04 \text{ kN.m}$$

✓ **Travée 1-2 :**

$$R_1 + R_2 = q_u \times L_2$$

$$\sum M/2=0 \longrightarrow R_1 L_2 - q_u \times \frac{L_2^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_1 = \frac{q_u \times \frac{L_2^2}{2} + M_1}{L_2} = 12,14 \text{ KN}$$

$$R_2 = q_u \times L_2 - R_1 = 18,10 \text{ KN}$$

- **section $0 \leq x \leq 4,75 \text{ m}$**

$$M(x) = R_1 \times x - q_u \times \left(\frac{x^2}{2}\right) \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -14,16 \text{ KN.m} \\ M(4,75) = 0 \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_1 - q_u \times x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 12,14 \text{ KN} \\ T(4,75) = -18,11 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow R_1 - qu \times x = 0$$

$$x = \frac{R_1}{qu} = \frac{12,14}{6,3677} = 1,91 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,91) = 12,14 \times 1,91 - 6,3677 \times (1,91^2/2)$$

$$M_{\max} = 11,57 \text{ kN.m}$$

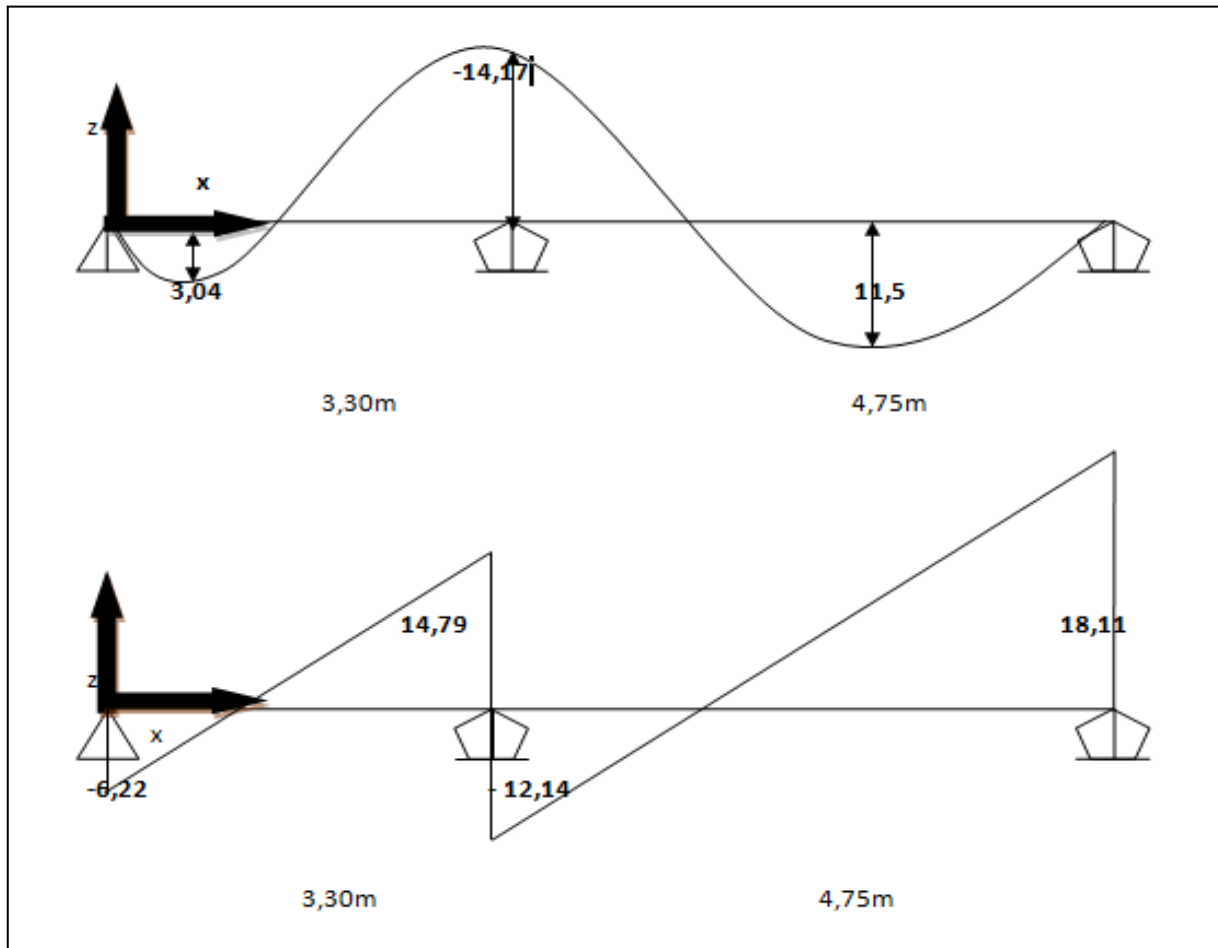


Figure 3.4 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 1 à ELU

➤ ELS :

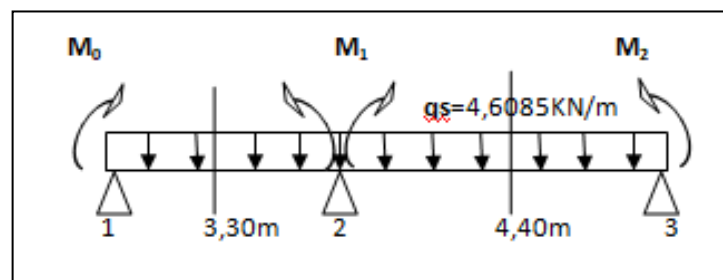


Figure 3.5 : schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS

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

Avec :

$$A_1 = R_{g1} + R_{d1}$$

$$L_1 = 3,3 \text{ m} ; L_2 = 4,75 \text{ m}$$

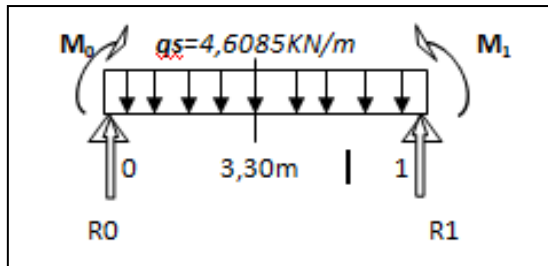
$$Q_s = 4,6085 \text{ kn /ml}$$

$$M_0 = M_2 = 0 \text{ (condition aux limites)}$$

$$M_0 \times 3,3 + 2M_1 \times (3,30 + 4,75) + M_2 \times 4,75 + 6A_1 = 0$$

$$16,1 M_1 + 6A_1 = 0$$

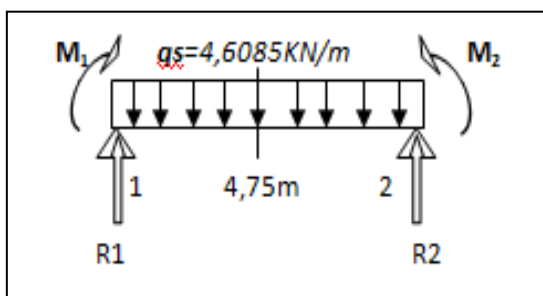
✓ Travée 1-1 :



$$R_{1g} \times 3,30 - \frac{2}{3} \times 3,30 \times (4,6085 \times \frac{3,30^2}{8}) \times \frac{3,30}{2} = 0$$

$$R_{1g} = 6,90 \text{ KN}$$

✓ Travée 2-



$$-R_{1d} \times 4,75 + \frac{2}{3} \times 4,75 \times (4,6085 \times \frac{4,75^2}{8}) \times \frac{4,75}{2} = 0$$

$$R_{1d} = 20,58 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{g1} + R_{d1}$$

$$A_1 = 6,90 + 20,58$$

$$A_1 = 27,50 \text{ KN}$$

$$16,1M_1 + 6A_1 = 0$$

$$M_1 = -\frac{6A_1}{16,1} = -\frac{6 \times 27,50}{16,1}$$

$$M_1 = -10,24 \text{ KN.m}$$

• **Moment Fléchissant et Effort tranchant:**

✓ **Travée 0-1 :**

$$R_0 + R_1 = q_s \times L_1$$

$$\sum M/1 = 0 \longrightarrow R_0 L_1 - q_s \times \frac{L_1^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = \frac{q_s \times \frac{L_1^2}{2} + M_1}{L_1} = 4,50 \text{ KN}$$

$$R_1 = q_s \times L_1 - R_0 = 10,71 \text{ KN}$$

- **section $0 \leq x \leq 3,3 \text{ m}$**

$$M(x) = R_0 \times x - q_s \times \left(\frac{x^2}{2}\right) \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(3,3) = -10,24 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_0 - q_s \times x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 4,50 \text{ KN} \\ T(3,3) = -10,71 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow R_0 - q_s \times x = 0$$

$$x = \frac{R_0}{q_s} = \frac{4,50}{4,6085} = 0,98 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(0,98) = 4,50 \times 0,98 - 4,6085 \times (0,98^2 / 2)$$

$$M_{\max} = 2,19 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée 1-2 :**

$$R_1 + R_2 = q_s \times L_2$$

$$\sum M/2 = 0 \longrightarrow R_1 L_2 - q_s \times \frac{L_2^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_1 = \frac{q_s \times \frac{L_2^2}{2} + M_1}{L_2} = 13,10 \text{ KN}$$

$$R_2 = q_s \times L_2 - R_1 = 8,79 \text{ KN}$$

- **section $0 \leq x \leq 4,75 \text{ m}$**

$$M(x) = R_1 \times x - q_s \times \left(\frac{x^2}{2}\right) \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -10,24 \text{ KN.m} \\ M(4,75) = 0 \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_1 - qs \times x \quad \begin{cases} T(0) = 13,10 \text{ KN} \\ T(4,75) = -8,79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow R_1 - qu \times x = 0$$

$$x = \frac{R_1}{qs} = \frac{13,10}{4,6085} = 2,84 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2,84) = 13,10 \times 2,84 - 4,6085 \times (2,84^2 / 2) - 10,24$$

$$M_{\max} = 8,38 \text{ kN.m}$$

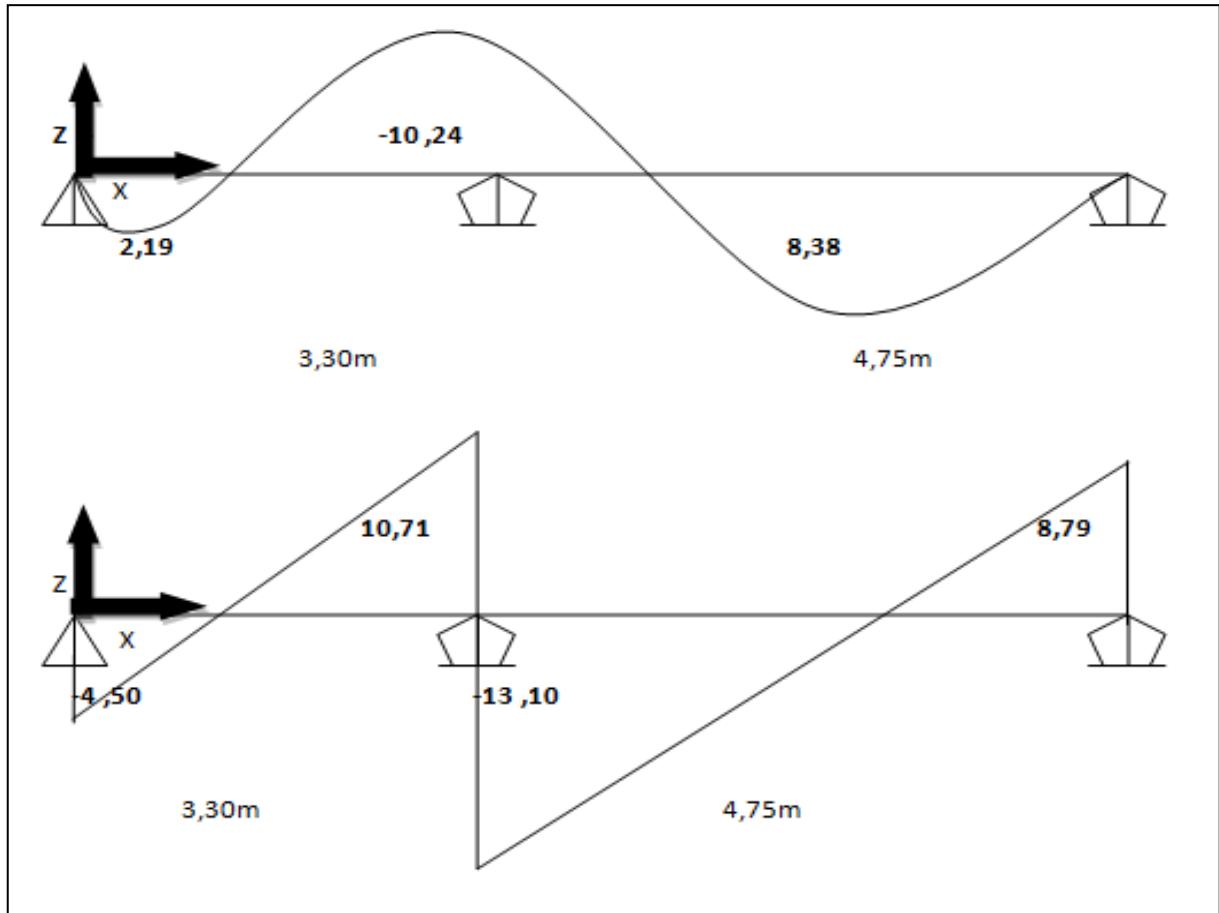


Figure 3.6 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 1 à ELS

3.2.1.7. Récapitulation de M_{\max} et T_{\max} :

Les résultats obtenus par logiciel **SAP2000** sont donnés par le tableau ci-dessous :

Niveau des plancher	Type des poutrelles	ELU			ELS		
		Mmax(kn.m)		Tmax (kn)	Mmax(kn.m)		Tmax (kn)
		Travée	Appuis		Travée	Appuis	
RDC	Type1	11,57	14,17	18,11	8,38	10,24	13,10
	Type2	8,63	0	7,27	6,40	0	5,39
Etage courant	Type1	14,79	17,99	23,08	10,76	13,08	16,78
	Type2	14,95	17,59	22,99	10,88	12,79	16,72
	Type3	11,93	16,62	23,97	8,54	11,90	17,15
	Type4	14,43	18,89	23,27	10,53	13,74	19,98
Terrasse inaccessible	Type1	8,90	12,39	17,87	6,59	9,18	13,24
	Type2	15,44	21,08	25,55	11,31	13,75	17,63

Tableau 3.2: récapitulatif de Mmax et Tmax

3.2.1.8. Détermination du ferrailage :

Le calcul de la section d'armature se fait pour un cas et on représentera tous les résultats dans un tableau :

- **Etage courant** : Poutrelle type 1 :

b = 65 cm

b₀ = 12 cm

h_t = 21 cm

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h_t$$

$$d = 18,9 \text{ cm}$$

$$d' = 0,1 \times h_t$$

$$d' = 2,1 \text{ cm}$$

➤ **ELU**

Les contraintes :

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa ;}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$$

✓ **En travée :**

$$M_{ut} = 11,57 \text{ kN.m} = 0,01157 \text{ MN.m}$$

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

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 (0,189 - 0,05/2)$$

$$M_t = 0,0755 \text{ Mn.m}$$

$$\text{On a : } M_t = 0,0755 \text{ MN.m} > M_{ut} = 0,01157 \text{ MN.m}$$

$M_t > M_{ut}$: l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01157}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,035 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_u)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,035)})$$

$$\alpha = 0,045$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,189 (1 - 0,4 \times 0,045)$$

$$Z = 0,186$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,01157}{0,186 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 1,79 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,5\% b h_0 + b_0 (h - h_0) = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ max}} \geq 4\% (b h_0 + b_0 (h - h_0)) = 20,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{st \text{ min}}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \text{ min}}$:

donc le ferrailage choisit est :Ast travée = 3T12 = 3,39cm² .

✓ **En appui :**

$$M_{ua} = 14,17 \text{ kN.m}$$

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

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 (0,189 - (0,05/2))$$

$$M_t = 0,0755 \text{ MN .m}$$

$$\text{On a : } M_t = 0,0755 \text{ MN.m} > M_{ua} = 0,01417 \text{ MN.m}$$

$M_t > M_{ua}$: l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01417}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0431 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_u)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0431)})$$

$$\alpha = 0,055$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,189 (1 - 0,4 \times 0,055)$$

$$Z = 0,185 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,01417}{0,185 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 2,27 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,5\% b h_0 + b_0 (h - h_0) = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ max}} \geq 4\% (b h_0 + b_0 (h - h_0)) = 20,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{st \text{ min}}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \text{ min}}$

Donc le ferrailage choisit est :Ast travée = 3T12 = 3,39cm² .

➤ **ELS :**

✓ **En travée :**

simple armature \longrightarrow Asc = 0

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

$$x = 15 \times \frac{3,39}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 18,9 \times 3,39}{15 \times (3,39)^2}} - 1 \right)$$

$$x=4,71\text{cm}$$

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

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

$$I = 12502,85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times M_s}{I} = \frac{0,0471 \times 0,00838}{12502,85 \times 10^{-8}} = 13,16 \text{ MPa}$$

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

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

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,00838 \times (0,0471 - 0,021)}{12502,85 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 26,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,00838 \times (0,189 - 0,0471)}{1250,85 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 142,66 \text{ MPa}$$

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

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

✓ **En appuis :**

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm} \Rightarrow x = 4,71 \text{ cm} ; I = 12502,85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times M_s}{I} = \frac{0,0471 \times 0,01024}{12502,85 \times 10^{-8}} = 3,86 \text{ MPa}$$

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

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

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,01024 \times (0,0471 - 0,021)}{12502,85 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 32,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,01024 \times (0,189 - 0,0471)}{12502,85 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 174,32 \text{ MPa}$$

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

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

- **Condition de non fragilité :**

On prend la section minimale :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

Avec : $f_{t28} = 0,6+0,06$; $f_{c28} = 2,1\text{Mpa}$

$A_{stmin} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1/400$

$A_{st} \min \geq 1,48\text{cm}^2 \longrightarrow (\text{ CV } \quad A_{st} \text{ appui} \geq 1,)$

- **Vérification au cisaillement**

Fissuration peu préjudiciables.

$T_{max} = 18,11\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \longrightarrow \tau_u = \frac{0,1811}{0,65 \times 0,189}$$

$\tau_u = 1,474\text{Mpa}$

$\tau_u = \min (0,20 \times f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \Rightarrow$ Fissuration peu nuisible ($\gamma_b = 1,5$ cas générale).

$\tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$

Donc on a : $\tau_u = 1,474\text{Mpa} < \tau_u = 3,33 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{ CV }$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min (h_t/35 ; \Phi_{l_{min}} ; b_0/10) \longrightarrow \Phi_t \leq \min (21/35 ; 1,2 ; 12/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (0,6 ; 1,2 ; 1,2) \text{ On prend } \longrightarrow \Phi_t = \Phi_6 = 6 \text{ mm}$$

- **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le R.P.A 99V2003 on a :

- **Zone nodale**

$$St \leq \min \{ h_t/4 ; 12 \Phi_{l_{min}} ; 30 \text{ cm} \} \longrightarrow St \leq \min \{ 21/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \}$$

On prend : $St = 5 \text{ cm}$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h \Rightarrow L = 42\text{cm}$

- **Zone courante**

$$St \leq h/2 \longrightarrow St \leq 21/2$$

On prend : $St = 10 \text{ cm}$

- **Vérification au glissement (En appui) :**

$$T_u \max - \frac{M_{ua}}{0,9 \times d} \leq 0$$

$T_u \max = 18,11\text{kn}$

$M_{ua} = 14,17\text{kn.m}$

$$18,11 - \frac{14,17}{0,9 \times 0,189} \leq 0$$

$-65,19 \leq 0 \longrightarrow \text{ CV }$

- **Vérification de la flèche : D'après le B.A.E.L. 91 :**

$$f \leq f_{adm}$$

-La flèche admissible :

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

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

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

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{6} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{8} \times \frac{Ms}{Mu} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{0,21}{4,75} = 0,044 \leq \frac{1}{6} = 0,166 \quad \longrightarrow \quad \text{la condition (1) CNV donc on procède au calcul de la flèche}$$

$$f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{4,75}{500} = 0,0095 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times Ast \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 5,38 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times ft_{28}}{\varphi \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

avec :

$$\varphi = \frac{Ast}{b_0 \times d} = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} = 0,0149$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{\varphi \left(2 + 3 \frac{0,12}{0,65} \right)} = 2,75$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0149 \times 347,83 + 2,1} = 0,84$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 5,38 \times 10^{-4}}{1 + 2,75 \times 0,84}$$

$$I_{fi} = 1,79 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$Ei = 11000 \sqrt[3]{fc_{28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{Ms}{Ei \times I_{fi} \gamma} = \frac{8,38 \times 10^{-3}}{32164,195 \times 1,79 \times 10^{-4}}$$

$$\frac{1}{\gamma} = 1,46 \times 10^{-3}$$

$$f = \frac{1}{\gamma} \times \frac{L^2}{10} = 1,46 \times 10^{-3} \times \frac{3,3^2}{10}$$

$$f = 1,6 \times 10^{-3} < f_{adm} = 9,5 \times 10^{-3} \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

- **Ancrage des armatures :**

▪ **Contrainte limite d'adhérence :**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi s^2 f_{tj}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les armatures à haute adhérence

τ_{su} : Contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5) \times (2,1) = 2,835 \text{ Mpa}$$

▪ **Longueur de scellement droit l_s :**

$$l_s = \Phi \times f_e / 4 \times \tau_s \longrightarrow l_s = (1,2 \times 400) / (4 \times 2,835)$$

l_s : Longueur de scellement

$$l_s = 42,32 \text{ cm}$$

On prend $\longrightarrow l_s = 43 \text{ cm}$

• **Ancrage par courbure de barres tendues :**

▪ **Rayon de courbure**

On adopte une croche à $90^\circ \longrightarrow \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19$

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

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

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

$$L_2 = l_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r \text{ avec } L_1 = 10\Phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ (Règle CBA93)}$$

$$L_2 = 500 - (1,87 \times 120) - (2,19 \times 66) \rightarrow L_2 = 131,06 \text{ mm.}$$

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

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

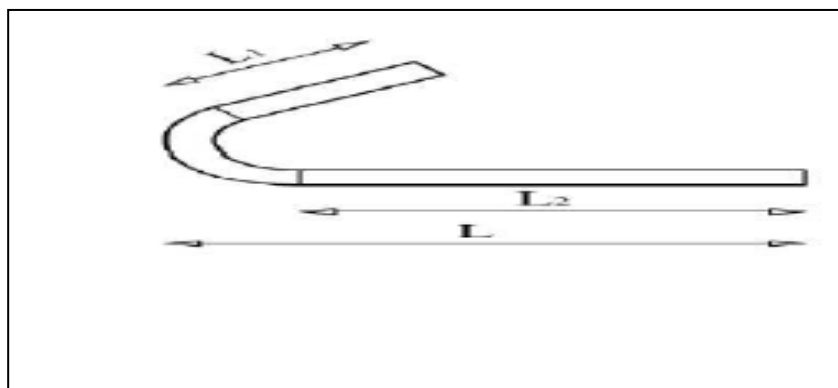


Figure 3.7 :Ancrage des armatures

Niveaux	Type	Ferrailage calculé		Ferrailage choisi		Cadre (mm)	Espacement (cm)	
		Travée	Appui	Travée	Appui		Zone nodale	Zone courante
RDC	Type1	2,254	3,081	3,39	3,39	Ø6	5	10
	Type2	1,227	0,707	1,54	1,54	Ø6	5	10
Etage courant	Type1	2,254	3,081	3,39	3,39	Ø6	5	10
	Type2	2,765	3,807	3,39	4,52	Ø6	5	10
	Type3	2,025	3,281	3,39	3,39	Ø6	5	10
	Type4	2,208	3,27	3,39	3,39	Ø6	5	10
Terrasse	Type1	2,098	3,424	3,39	4,52	Ø6	5	10
	Type2	2,337	3,245	3,39	3,39	Ø6	5	10

Tableau 3.3 Ferrailage des poutrelles

3.3. la dalle de compression :

3.3.1. Introduction :

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature en acier de nuance Fe 500 ayant pour buts : -Limiter les risques de fissuration par retrait ; -Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ; -Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

3.3.2. 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.

$$\text{Si } 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \longrightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$$

$$\text{Si } L_1 \leq 50\text{cm} \longrightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

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

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

➤ **Pour Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{On prend: } A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\emptyset 6/\text{ml}$$

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

➤ **Pour Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_2 = \frac{0,65}{2} = 0,335 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{On prend: } A = 0,41 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\emptyset 6$$

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

Donc on adoptera un treillis soudé de : $\emptyset 6 (200 \times 200) \text{ mm}^2$

3.4. Etude de l'acrotère :**3.4.1. Introduction**

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

Le rôle de l'acrotère :

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

3.4.2. Pré dimensionnement de l'acrotère :

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

L'épaisseur $h_0 = 10 \text{ cm}$

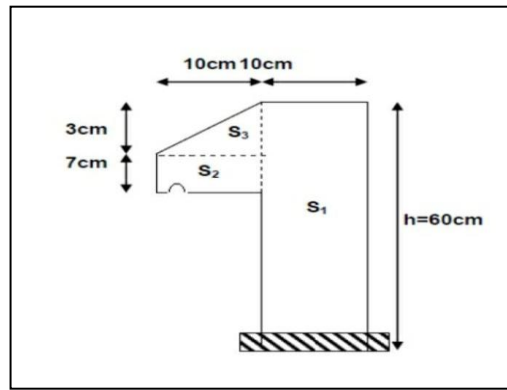


Figure 3.8: Coupe transversale de l'acrotère

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).

3.4.3. Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml .
- Type de fissuration est préjudiciable.
- Le calcul se fait à la flexion composée.

3.4.4. Evaluation des charges :

➤ **Charges permanentes (poids propre):**

$$W_p = \rho \times S$$

avec :

W_p : Poids propre

S : surface écrire de l'acrotère

ρ : poids volumique de béton

$$G = W_p$$

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

$$G = 25 \times 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA (Article 6.2.3)}$$

avec : $A = 0,1$ (Coefficient d'accélération de la zone)

$W_p = 1,9125 \text{ kn/ml}$ (Poids de l'acrotère)

$C_p = 0,8 \text{ kn}$ (Facteur de la force horizontale)

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

$F_p = 0,548 \text{ kn/ml}$

3.4.5. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait par rapport l'encastrement. Moments et efforts normaux :

$$\begin{array}{l} \text{ELU : } \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35 \times G \\ M_u = 1,5 \times Q \times h \end{array} \right. \qquad \text{ELS : } \left\{ \begin{array}{l} N_s = G \\ M_s = Q \times h \end{array} \right. \end{array}$$

	N (KN)	M(KN)
ELU	2,3118	0,9
ELS	1,7125	0,6

Tableau 3.4: Calcul des sollicitations

3.4.6. Calcul de l'excentricité :

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

$e_1 = M_u / N_u$

$e_1 = 0,9 / 2,31$

$e_1 = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$.

$\frac{h}{6} \geq \frac{10}{6} = 1,666 \text{ cm}$

$e_1 = \frac{h}{6}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M}{N}$) par une excentricité totale de calcul

$e_1 + e_2 + e_a = e$

Avec :

e_1 : Excentricité du premier ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) \longrightarrow \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$

avec :

h : hauteur de l'acrotère=60cm $\longrightarrow e_a = \max(2\text{cm} ; 60/250)=2\text{cm}$

$$e_2 = \frac{3l_f^2 \times (2 + \alpha \cdot \emptyset)}{10000 \times h_0}$$

avec :

l_f : longueur de flambement $\longrightarrow l_f = 2 \times h = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$

h_0 : hauteur de la section $h_0 = 10\text{cm}$: $\alpha = \frac{M_G}{M_G M_Q}$

$M_G = 0 \longrightarrow \alpha = 0$

\emptyset = Rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée égale à 2.

$e_2 = 0,864\text{cm}$

Alors : $e = 41,86\text{cm}$

3.4.7. Détermination du ferrailage :

➤ ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire

avec : $h_0 = 10\text{ cm}$, $b = 100\text{ cm}$, $d = 9\text{ cm}$

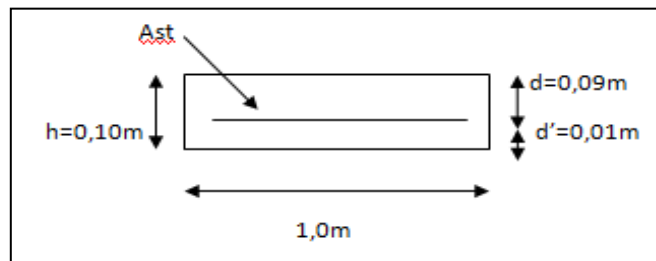


Figure 3.9: Section à ferrailer

➤ Moment de flexion fictif :

$$MA = Mu + Nu(d - h/2) = 0,9 + 2,31(0,09 - 0,05) = 0,9924 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

➤ Moment réduit (μ_u):

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,9924/1000}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 8,65 \times 10^{-3} < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00865}) = 0,0109 \text{ m}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,0109) = 0,089 \text{m.}$$

$$A1 = \frac{\frac{MA}{Z} - Nu}{\sigma_{st}} = \frac{\frac{0,9924/1000}{0,0896} - 0,00231}{400/1,15} = 2,52 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0,252 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \longrightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 10 \times 0,09 \times 2,1/400 \longrightarrow A_{st} \geq 1,09 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{st} \geq 1,09 \text{cm} \longrightarrow \text{CNV} \longrightarrow st = 1,09 \text{cm}^2$$

On prend $A_{st} = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{cm}^2$

➤ **ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35 \text{m}$$

$e > \frac{h_0}{6} = 0,017 \text{m} \longrightarrow$ Donc le centre de gravité se trouve à l'extérieur de la section, et comme

Nu est un effort de compression, nous pouvons déduire que la section est partiellement comprimée.

$$P = -3 \left(e - \frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{6A_1 \eta}{b} \times \left(e + d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$P = -3 \left(0,35 - \frac{0,1}{2} \right)^2 + \frac{(6 \times 15 \times 2,01)/10000}{1} \times \left(0,35 + 0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$P = -0,2629$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h_0}{2} \right)^3 - \frac{6 \times A_1 \times \eta}{b} \times \left(e + d - \frac{h_0}{2} \right)^2 = 2 \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot 15 \times 2,01 / 10000}{1} \times \left(0,35 + 0,09 - \frac{0,1}{2} \right)^2$$

$$q = 0,0512$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \times e_1 \times -q}$$

On 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: $e_1 = 0,323 \text{m} = 32,3 \text{cm}$

$$x = h_0/2 + e_1 - e$$

$$x = 0,1/2 + 0,323 - 0,35 = 0,023 \text{m} = 2,3 \text{cm}$$

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} + n \times A_{st}(d-x) = \frac{1 \times 0,023^2}{2} + 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,023) = 4,665 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

- **Calcul des contraintes :**

✓ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = \frac{1,7145 \times (0,023) / 1000}{4,665 / 10000} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,0844 \text{ MPa}$$

✓ **Acier:**

$$\sigma_{st} = \frac{N_s \times x \times (d-x)}{S} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{15,17125 \times (0,09 - 0,023) / 1000}{4,665 / 10000} \longrightarrow \sigma_{st} = 3,6893 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissible:**

✓ **Béton:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ **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:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 ; 201,63)$$

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

- **Vérification :**

✓ **Acier :**

$$\sigma_{st} = 3,6893 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0844 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Béton:**

Donc la section et le nombre d'armature choisi sont acceptables.

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_r = 4 \varnothing 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement :**

$$S_t = 60 / 4 = 15 \text{ cm}$$

- **Croquets de ferrailage:**

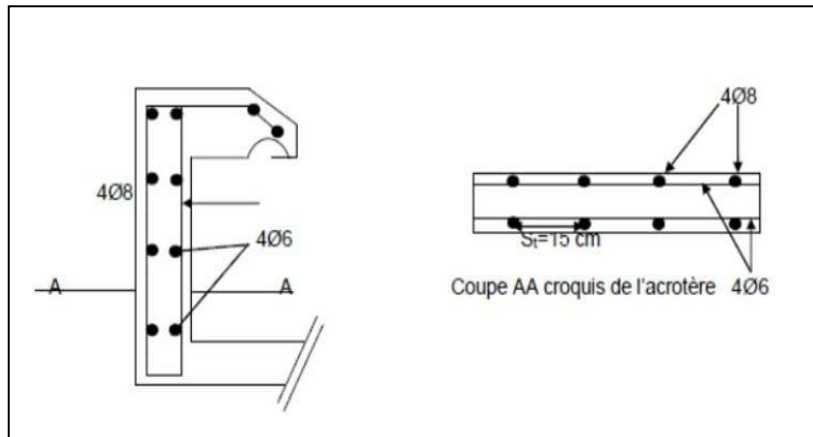


Figure 3.10 :ferrailage d'acrotère

3.5. Les Escalier :

3.5.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet l'accès à tous les niveaux d'une construction. Il est constitué de gradins, dalle inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers) coulées sur place. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier.

3.5.2. Terminologie :

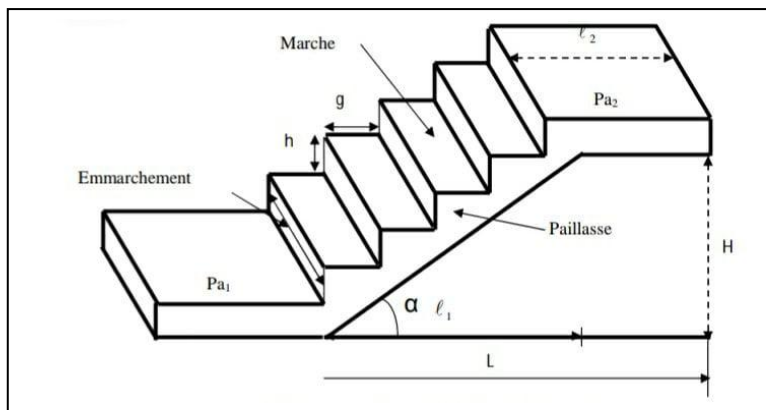


Figure 3.11 : Terminologie de l'escalier

- La marche notée « $m = n - 1$ » est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche notée « n » est la partie verticale entre deux marches consécutives, sa hauteur « h » est la différence de niveau entre deux marches successives.
- Le giron « g » est la distance en plan séparant deux contres marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers de repos, sa longueur projetée est « l_1 ».

- La paillasse d'épaisseur « ep » est la dalle en béton armé incorporant les marches et les contres marches.
- L'embranchement « E » représente la largeur de la marche.
- La montée « H » représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

3.5.3. Pré-dimensionnement:

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

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

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

$$H = n \times h \longrightarrow h = H/n \times L = (n-1) \times g \longrightarrow g = L/(n-1)$$

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

n: nombre de contre marches.

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

$$\text{On trouve : } h = 15,3/9 = 17 \text{ cm ;}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

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

➤ **Nombre de contre marche et de marche :**

$$N \text{ contre marche} = n = H/h$$

tel que : H est hauteur libre d'étage.

$$N \text{ contre marche} = n = 3,06/17 = 18 \text{ contre marches.}$$

$$N \text{ contre marche/volée} = (3,06/2)/17 = 9 \text{ contre marches par volée.}$$

➤ **La longueur de la volée :**

- **La 1^{ère} et la 2^{ème} volée :**

$$L = (9-1)30 = 240 \text{ cm} = 2,4 \text{ m.}$$

➤ **L'angle d'inclinaison :**

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} = 0,64 \longrightarrow \alpha = 32,62$$

➤ **Epaisseur de la paillasse (ep):**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_p \leq \frac{l_v}{20}$$

$$L_v = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284,62 \text{ cm}$$

$$\frac{284,62}{30} \leq e_p \leq \frac{284,62}{20}$$

$$9,49 \leq e_p \leq 14,23$$

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

➤ **Epaisseur de palier (e_v):**

$$\frac{L_p}{20} \leq e_v \leq \frac{L_p}{15}$$

$$\frac{120}{20} \leq e_v \leq \frac{120}{15}$$

$$6 \leq e_v \leq 8\text{cm}$$

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

3.5.4. Descente des charges d'escaliers :

3.5.4.1. Le palier :

Désignation	Epaisseurs (m)	Masse volumique (kN/m ³)	La charge(kn/ml)
Poids propre	0,12	25	3
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Sable fin	0,02	17,5	0,35
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2

Tableau 3.5 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier

➤ **Charge permanente:** $G = 4,39 \text{ kN/m}^2$

➤ **Sur charge d'exploitation :** $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

3.5.4.2. Le paillasse :

Désignation	Epaisseurs (m)	Masse volumique (kN/m ³)	La charge(kn/ml)
Poids propre	0,12	$25/\cos 32,62$	3,63
P.P de contre marche	0,17/2	25	2,125
Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4

Carrelage vertical	0,02	22(0,17/0,3)	0,25
Mortier de pose vertical	0,02	20(0,17/0,3)	0,23
Sable fin	0,02	17,5	0,35
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Garde-corps	-	-	0,1

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

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

4. 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 3.7 : Combinaisons d'action

5. Détermination des sollicitations internes :

- **ELU :**

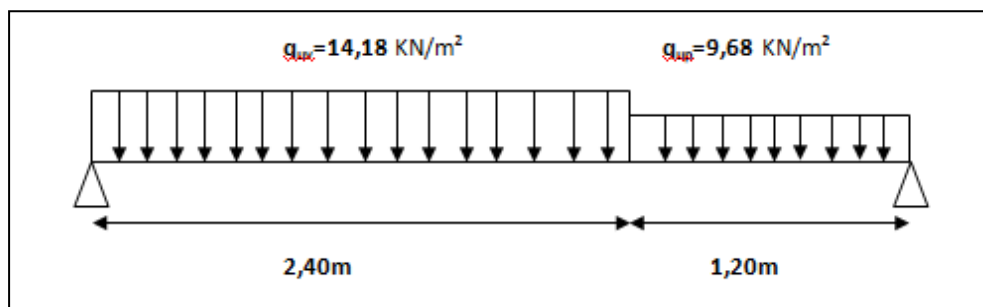


Figure 3.12:schéma de 1^{er} volée et de la 2^{ème} volée a L'ELU

$$\Sigma M/A=0 \longrightarrow RB \times 3,6 - 9,68 \times 1,2 \times ((1,2/2) + 2,4) - 14,18 \times 2,4^2 / 2 = 0 \longrightarrow RB = 13,28 \text{ KN}$$

$$\Sigma FV=0 \longrightarrow RA + RB - 14,18 \times 2,4 - 9,68 \times 1,2 = 0 \longrightarrow RA + RB = 45,648 \text{ KN}$$

$RA=32,368KN$

- section : $0 \leq x \leq 2.4$:

$$M(x)=RA \cdot x - q_{vu}x^2/2 = 32,368 \cdot x - 14,18 \cdot x^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0)= 0 . \\ M(2,4)= 36,84KN.m \end{array} \right.$$

$M'(x)=32,368-14,18x \longrightarrow x=32,368/14,18=2,28m$

$M_{max}=M(2,28)=37,03KN.m$

$$T(x)= RA - q_{vu}x = 32,368 - 14,18x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0)=32,368KN \\ T(2,4)=-1,664KN \end{array} \right.$$

$T_{max}=26,24KN$

- section $2.4 \leq x \leq 3.6$:

$$M(x)=32,368 \cdot x - q_{vu} \cdot 2,4(x-2,4/2) - q_{pu}(x-2,4)^2/2$$

$$M(x)=32,368x - 14,18 \cdot 2,4(x-2,4/2) - 9,68(x-2,4)^2/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(2,4)= 36,84KN.m ; \\ M(3,6)= 0 \end{array} \right.$$

$$T(x)= RA - q_{vu} \cdot 2,4 - q_{pu}(x-2,4) \quad \left\{ \begin{array}{l} T(2,4)=-1,664KN ; \\ T(3,6)=-13,42KN \end{array} \right.$$

➤ **ELS :**

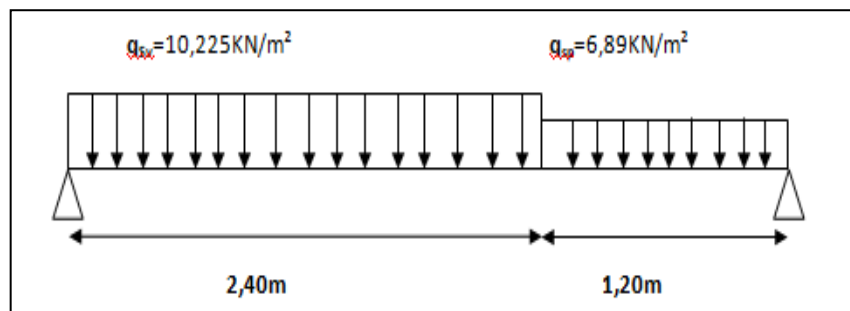


Figure 3.13 : schéma de 1 er volée et de la 2éme volée a L'ELS

$\Sigma M/A=0 \longrightarrow RB \cdot 3,6 - 6,89 \cdot 1,2 \cdot ((1,2/2)+2,4) - 10,225 \cdot 2,4^2/2 = 0$

$RB=14,98KN$

$\Sigma FV=0 \longrightarrow RA + RB - 10,225 \cdot 2,4 - 6,89 \cdot 1,2 = 0$

$RA + RB = 32,81KN$

$RA=17,83KN$

- section : $0 \leq x \leq 2.4$:

$$M(x) = RA \cdot x - q_{su} \cdot x^2 / 2 = 17,83x - 10,225 \cdot x^2 / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(2,4) = 13,344 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M'(x) = 17,908 - 10,225 \cdot x \longrightarrow x = 17,908 / 10,225 = 1,75 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,75) = 15,57 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = RA - q_{vu} \cdot x = 17,908 - 10,255x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 17,908 \text{ KN} \\ T(2,4) = -6,63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T_{\max} = 17,908 \text{ KN}$$

- section : $2.4 \leq x \leq 3.6$:

$$M(x) = RA \cdot x - q_{vu} \cdot 2,4(x - 2,4/2) - q_{pu} (x - 2,4)^2 / 2$$

$$M(x) = 17,83 \cdot x - 10,225 \times 2,4(x - 2,4/2) - 9,68(x - 2,4)^2 / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(2,4) = 13,34 \text{ KN.m} ; \\ M(3,6) = 0 \end{array} \right.$$

$$T(x) = RA - q_{vu} \cdot 2,4 - q_{pu}(x - 2,4) = 17,83 - 10,255 \times 2,4 - 6,89(x - 2,4) \quad \left\{ \begin{array}{l} T(2,4) = -6,71 \text{ KN} ; \\ T(3,6) = -14,9 \text{ KN} \end{array} \right.$$

3.4.7. Détermination du ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple. Donnée : $b = 1 \text{ m}$;

$$h = 12 \text{ cm} = 0,12 \text{ m} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} = 0,108 \text{ m}$$

➤ **ELU :**

✓ **En travée :**

$$M_{ut} = 0,85 M_{\max} .$$

$$M_{\max} = 37,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times 37,03 \Rightarrow M_{ut} = 31,48 \text{ KN.m} = 0,03148 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,03148}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,190$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,190})$$

$$\alpha = 0,26$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,26) = 0,096 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,03148}{0,096 \times 347,83} = 9,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 = 9,42 \text{ cm}^4$$

- **Condition de non fragilité**

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

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

$$A_{st} = 9,42 \text{cm} \geq 1,3041 \text{cm} \longrightarrow \text{CV}$$

- **Section minimum du RPA :**

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

$$A_{st} < A_{st \text{ min}}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \text{ min}}$:

donc le ferrailage choisit est: 7T14 = 10,78 cm²

- **Espacement des barres :**

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

$$S_t = (100 - 7 \times 1,4) / 7 = 12,88 \text{cm} < 33 \text{cm} \Rightarrow \text{CV}$$

Donc $S_t = 12,88 \text{cm}$.

- **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st} / 4 = 10,78 / 4 = 2,69 \text{cm}^2$$

On prend : 4T10 = 3,14 cm².

- **Espacement :**

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

$$S_t = (100 - 4 \times 1) / 4 = 24 \text{cm} < 45 \text{cm}$$

On prend : $S_t = 24 \text{cm}$

- ✓ **appuis :**

$$M_{ut} = 0,5 M_{\text{max}} ;$$

$$M_{\text{max}} = 37,03 \text{KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,5 \times 37,03 \longrightarrow M_{ut} = 18,52 \text{KN.m} = 0,01852 \text{MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,01852}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,11$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11})$$

$$\alpha = 0,146$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,146) = 0,102 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,01852}{0,102 \times 347,83} = 5,22 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 5,22 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

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

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

$$A_{st} = 2,56 \text{cm}^2 \geq 1,3041 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

- **Section minimum du RPA :**

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

$$A_{st} < A_{st \text{ min}}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \text{ min}}$:

donc le ferrailage choisit est: 6T14= 9,24cm²

- **Espacement des barres :**

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

$$S_t = (100 - 6 \times 1,4) / 6 = 15,26 \text{ cm} < 33 \text{cm} \longrightarrow \text{CV}$$

Donc $S_t = 15,26 \text{cm}$.

- **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st} / 4 = 9,24 / 4 = 2,31 \text{cm}^2$$

On prend : 3T10=2,36cm².

- **Espacement :**

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

$$S_t = (100 - 3 \times 1,2) / 3 = 32,13 \text{cm} < 45 \text{cm}$$

On prend : $S_t = 32,13 \text{cm}$

➤ **ELS :**

✓ **En travée :**

simple armature \longrightarrow Asc = 0

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

$$x = 15 \times \frac{10,78}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 10,8 \times 10,78}{15 \times (10,78)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4,51 \text{ cm}$$

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

$$I = 100 \times \frac{4,51^3}{3} + 15 \times 10,78 (10,8 - 4,51)^2$$

$$I = 9455,31 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times M_s}{I} = \frac{0,0451 \times 0,01557}{9455,31 \times 10^{-8}} = 7,42 \text{ MPa}$$

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

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

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,01557 \times (0,0451 - 0,012)}{9455,31 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 81,76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,01557 \times (0,108 - 0,0451)}{9455,31 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 155,37 \text{ Mpa}$$

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

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

- ✓ **En appuis :**

$$\text{simple armature} \longrightarrow \text{Asc} = 0$$

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

$$x = 15 \times \frac{9,24}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 10,8 \times 9,24}{15 \times (9,24)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4,26 \text{ cm}$$

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

$$I = 100 \times \frac{4,26^3}{3} + 15 \times 9,24 \times (10,8 - 4,26)^2$$

$$I = 8505,10 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times M_s}{I} = \frac{0,0426 \times 0,01557}{8505,10 \times 10^{-8}} = 7,79 \text{ MPa}$$

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

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

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,01557 \times (0,0426 - 0,012)}{8505,10 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 84,02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,01557 \times (0,108 - 0,0426)}{8505,10 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 179,59 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{sc} ; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{CV}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{26,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,243 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{CV}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \longrightarrow 0,66 \geq 0,49 \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow 0,66 \geq 0,0625 \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{9,24}{100 \times 10,8} = 0,0085 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

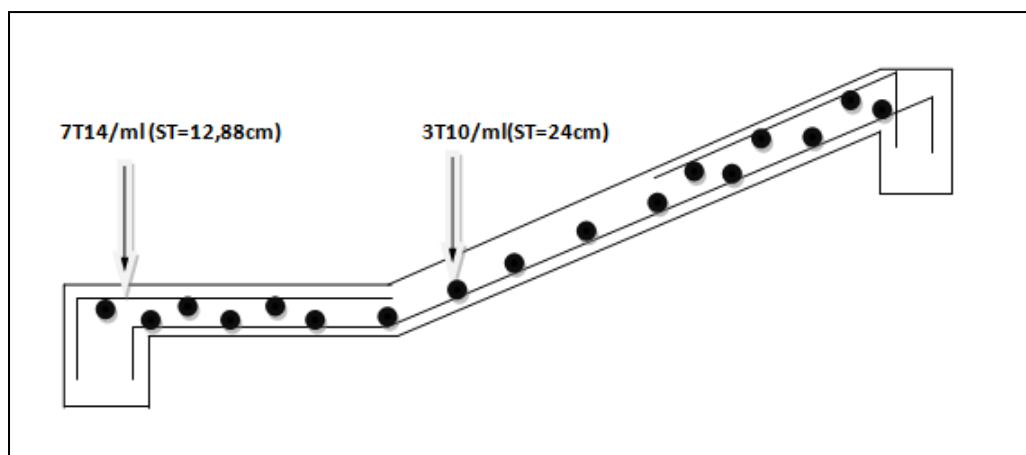


Figure 3.14 : Schéma de ferrailage de la volée 2

3.5. Etude de la poutre palière :

3.6.1 Introduction :

La poutre palière est l'élément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment. Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paliasse et le poids propre du mur.

3.6.2. Pré dimensionnement de poutre palière :

$L_{max} = 430 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,8h \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,8h \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h=40 \text{ cm} \\ b= 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon RPA99: Zone I: $\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h=40 \text{ cm} \\ b= 30 \text{ cm} \\ h/b=1,33 < 4 \end{array} \right.$

vérifiée $(b \times h) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$

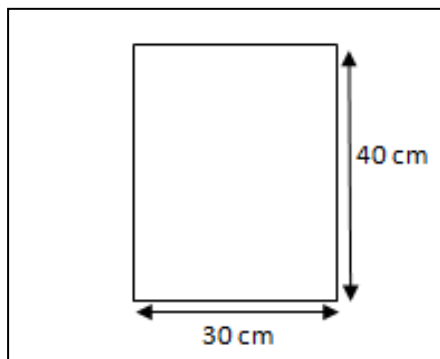


Figure 3.15: poutre palière

3.6.3. Descente des charges :

➤ **Charge permanente :**

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $G_{mur} = 3,05 \times ((3,06 - 0,4) / 2) = 4,06 \text{ KN/ml}$

➤ Réaction de palier sur la poutre palier :

$$\frac{R_B}{l/2} = \frac{13,28}{4,3/2} = 6,18 \text{ kn/ml}$$

➤ **Combinaison de Charge :**

- **ELU** : $q_u = 1,35 (3 + 4,06) + 6,18 = 15,71 \text{ KN/ml}$
- **ELS** : $q_s = (3 + 4,06) + 6,18 = 13,24 \text{ KN/ml}$

➤ **Moment isostatique :**

Les moments : pour $L = 4,30 \text{ m}$

- $M_u = q_u l^2 / 8 = 0,01571 \times 4,30^2 / 8 = 0,036 \text{ MN.m}$
- $M_s = q_s l^2 / 8 = 0,01324 \times 4,30^2 / 8 = 0,031 \text{ MN.m}$

-Le moment en travée : $M_{ut} = 0,85 \times 0,036 = 0,031 \text{ MN.m}$

-Le moment en travée : $M_{st} = 0,85 \times 0,031 = 0,026 \text{ MN.m}$

-Le moment sur appui : $M_{uap} = 0,5 \times 0,036 = 0,018 \text{ MN.m}$

-Le moment sur appui : $M_{sap} = 0,5 \times 0,031 = 0,015 \text{ MN.M}$

3.6.4. Ferrailage de la poutre palière

➤ **E.L.U**

✓ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \longrightarrow \mu = \frac{0,031}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17}$$

$\mu = 0,056 < \mu_R = 0,392$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire S.S.A

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056})$$

$$\alpha = 0,072$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,072) = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,031}{0,35 \times 347,83} = 2,54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,54 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1 / 400 = 1,30 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 2,54 \text{ cm}^2 > 1,30 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

• **Section minimum du RPA :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (0,3 \times 0,36) = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{st \text{ min}}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \text{ min}}$:

donc le ferrailage choisit est : 4T14 = 6,16 cm²

- **Armature de répartition**

$$A_r = A_{st}/4 = 6,16/4 = 1,54 \text{ cm}^2$$

On prend : 2T10=2,26 cm².

✓ **En appui :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \longrightarrow \mu = \frac{0,018}{0,3 \cdot 0,36^2 \cdot 14,17}$$

$\mu = 0,033 < \mu_R = 0,392$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire S.S.A

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033})$$

$$\alpha = 0,042$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,042) = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,018}{0,35 \times 347,83} = 1,47 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 1,47 \text{ cm}^4$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1/400 = 1,3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 1,47 \text{ cm}^2 < 1,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CNV.}$$

- **Section minimum du RPA :**

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

$$A_{st} < A_{st \text{ min}}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \text{ min}}$:

donc le ferrailage choisit est : 5T14= 7,70cm²

- **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 7,70/4 = 1,92 \text{ cm}^2$$

On prend : 2T10=2,26cm².

➤ **ELS :**

✓ **En travée :**

simple armature \longrightarrow Asc = 0

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

$$x = 15 \times \frac{6,16}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 6,16}{15 \times (6,16)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 12,13 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + nAsc(x - d')^2 + nAst(d - x)^2$$

$$I = 30 \times \frac{12,13^3}{3} + 15 \times 6,16 \times (36 - 12,13)^2$$

$$I = 70495,09 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times Ms}{I} = \frac{0,1213 \times 0,026}{70495,09 \times 10^{-8}} = 4,47 \text{ MPa}$$

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

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

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times Ms \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,026 \times (0,1213 - 0,04)}{70495,09 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 44,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times Ms \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,026 \times (0,36 - 0,1213)}{70495,09 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 132,05 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{sc}; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{CV}$$

- En appuis :**

$$\text{simple armature} \longrightarrow Asc = 0$$

$$x = n \times \frac{Ast + Asc}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times Ast + d' \times Asc}{n(Ast + Asc)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{7,70}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 7,70}{15 \times (7,70)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 13,24 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + nAsc(x - d')^2 + nAst(d - x)^2$$

$$I = 30 \times \frac{13,24^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (0,36 - 13,24)^2$$

$$I = 42370,20 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times Ms}{I} = \frac{0,1324 \times 0,015}{42370,20 \times 10^{-8}} = 4,68 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{CV}$$

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,015 \times (0,1324 - 0,04)}{42370,20 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 49,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,015 \times (0,36 - 0,1324)}{42370,20 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 115,81 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{sc} ; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{CV}$$

- **Les armatures transversales doivent vérifiées :**

$$- \phi_t < \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi_l)$$

$$- \phi_t < \min (40/35 ; 35 / 10 ; 1,4) \text{ donc ; } \phi_t = 1,14 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Calcule dès espacement d'armatures transversales :**

A partir d'article 7.5.2.2. de R P A 99/ version de 2003 ; les armatures doivent respecter les conditions suivant :

- **Zone nodale ;**

$$St < \min (h/4 ; 12 \phi_l \text{ min} ; 30 \text{ cm}) = St < \min (40/4 ; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm})$$

$$St = 10$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$

- **Zone courante :** $St = 6,25 \text{ cm}$

$$St \leq \frac{H}{2} \longrightarrow ST \leq \frac{40}{2} \longrightarrow St \leq 20$$

On prend : $St = 20 \text{ cm}$

- **Vérification au glissement (En appui) :**

$$T_u \text{ max} - \frac{M_{ua}}{0,9 \times d} \leq 0$$

$$M_{ua} = 14,17 \text{ kn.m}$$

$$18,11 - \frac{14,17}{0,9 \times 0,189} \leq 0$$

$$-65,19 \leq 0 \longrightarrow \text{CV}$$

- **Vérification de la flèche :** D'après le B.A.E.L. 91 :

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

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

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{0,4}{4,3} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{0,4}{4,3} = 0,093 \geq \frac{1}{18} \times \frac{0,026}{0,031} = 0,046 \longrightarrow \text{CV}$$

• **Ancrage des armatures :**

▪ **Contrainte limite d'adhérence :**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi s^2 f_{tj}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les armatures à haute adhérence

τ_{su} : Contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5) \times (2,1) = 2,835 \text{ Mpa}$$

▪ **Longueur de scellement droit l_s :**

$$l_s = \Phi \times f_e / 4 \times \tau_s \longrightarrow l_s = (1,4 \times 400) / (4 \times 2,835)$$

l_s : Longueur de scellement

$$l_s = 49,38 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend } l_s = 50 \text{ cm (RPA 99 V.2003)}$$

- **Ancrage par courbure de barres tendues :**

▪ **Rayon de courbure**

On adopte une croche à 90° $\longrightarrow \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19$

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

$$r = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm} = 77 \text{ mm}$$

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

$$L_2 = l_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r \text{ avec : } L_1 = 10\Phi = 10 \times 1,4 = 14 \text{ cm} = 140 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{Règle CBA93})$$

$$L_2 = 500 - (1,87 \times 140) - (2,19 \times 77)$$

$$L_2 = 69,57 \text{ mm.}$$

$$L \geq 69,57 + 77 + 14/2 = 153,57 \text{ mm}$$

On prend : $L = 20 \text{ cm}$

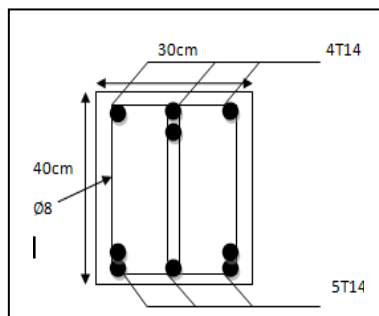


Figure 3.16 : Schéma de ferrailage

3.7. Etude de balcon

3.7.1. Introduction :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine en continuité à la dalle du plancher .Son calcul se fait en le considérant comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive. Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q

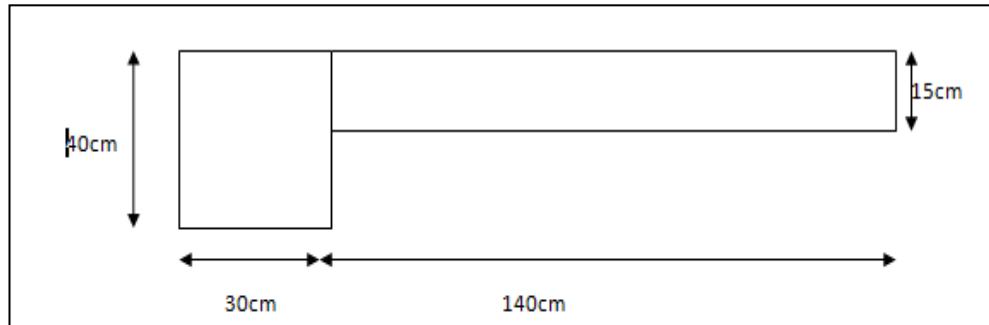


Figure 3.17 :coupe d'un balcon

3.7.2. Pré dimensionnement :

Le calcul ce fait pour une bande de 1 m

$$h \geq \frac{Lx}{Ly} \geq \frac{1,40}{3,00} \geq 0,46m$$

Donc On prend: $h_{min}=15$ cm

3.7.3. Descente de charges :

➤ charge permanente

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			G=5,11KN/m²

Tableau 3.8 : charge permanente revenant au balcon

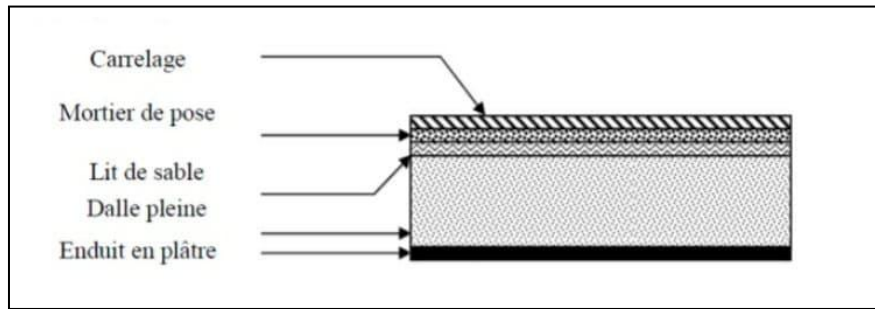


Figure 3.18:d'escentes des charges du balcon

➤ charge concentrée du garde corps :

Désignation	Epaisseur (m)	Point volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Murs en brique creuses	0,02	9	0,18
Enduit en mortier de ciment	2×0,02	18	0,72
			G'=1,62 KN/m²

Tableau 3.9 : charge concentrée du garde corps

➤ sur charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

3.7.4. Les combinaisons d'action :

➤ **ELU :**

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

$$p_u = 1 \times (1,35G') = 2,187 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

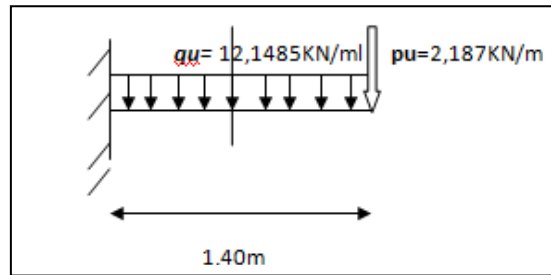
$$q_s = 1 \times (G + Q) = 5,11 + 3,5 = 8,61 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 1 \times (G') = 1,62 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul le moment et l'effort tranchant :**

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

➤ **ELU :**



- **Section (1-1) :** $0 < x < 1,40\text{m}$:

$$M(x) = -q_u \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right) - p_u \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1,40) = -14,9673.6 \text{ kn. M} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -q_u \cdot x - p_u \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -2,187 \text{ kn} \\ T(1,40) = -19,195 \text{ kn} \end{array} \right.$$

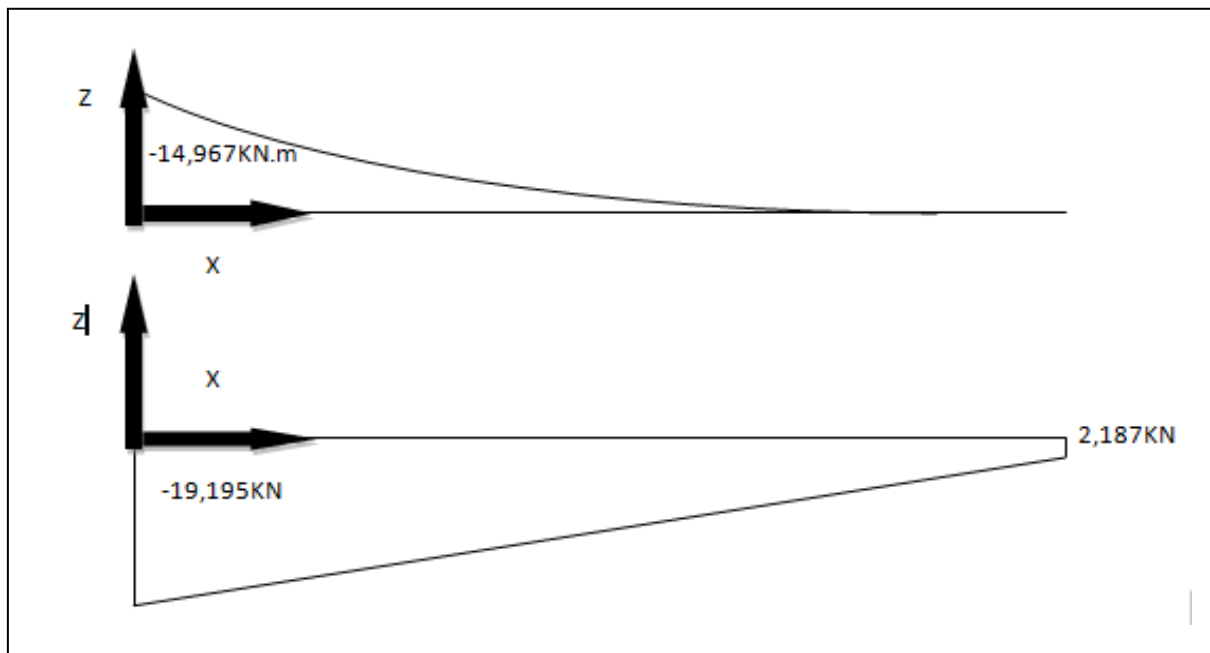
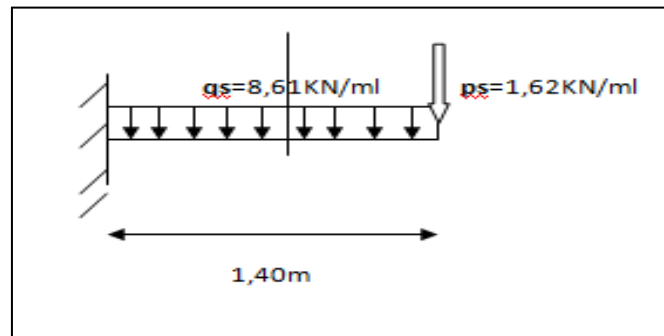


Figure 3.19: diagramme du moment fléchissant et des efforts tranchants ELU

➤ ELS :



- Section 1-1 : $0 < X < 1,4 \text{ m}$

$$M(x) = -q_s \cdot x \left(\frac{x}{2} \right) - P_s \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1,40) = -10,71 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -q_s \cdot x - P_s \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -1,62 \text{ kn} \\ T(1,4) = -13,674 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

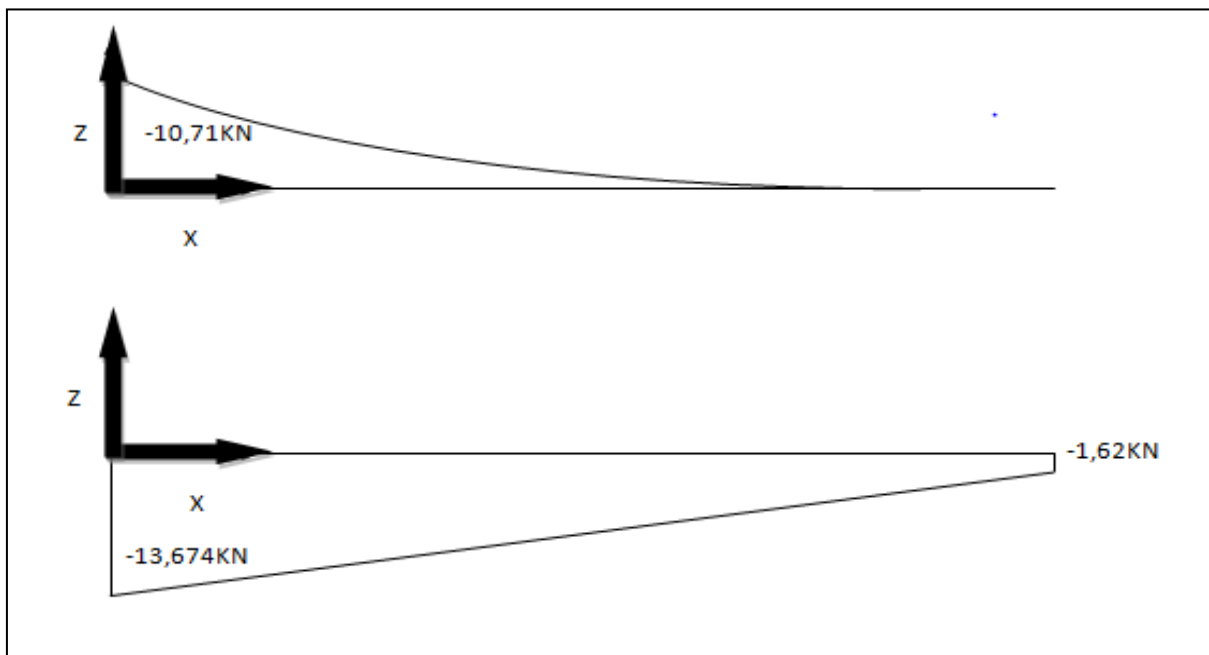


Figure 3.20: diagramme du moment fléchissant et des efforts tranchants à ELS

3.7.5. Calcul du ferrailage : Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 15 \text{ cm} \\ d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} \\ d' = 0,1h = 1,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **ELU :**

$$M_{\text{umax}} = 14,967 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ut}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,014967}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,058$$

$\mu < \mu_R \longrightarrow$ donc les armatures ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058})$$

$$\alpha = 0,075$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,075) = 0,131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\text{ut}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,014967}{0,131 \times 347,83} = 3,28 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,28 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

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

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

$$A_{st} = 3,28 \text{ cm}^2 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

- **Section minimum du RPA :**

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

$$A_{st} < A_{st \text{ min}}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \text{ min}}$:

donc le ferrailage choisit est : 5T14 = 7,70 cm²

- **Espacement des barres :**

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

$$St = (100 - 5 \times 1,4) / 5 = 18,6 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$$

Donc $St = 18,6 \text{ cm}$.

- **Armature de répartition:**

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

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

- **Espacement :**

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

$$St = (100 - 3 \times 1,4) / 3 = 31,9 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

On prend : $St=31,9 \text{ cm}$

- **ELS :**

- ✓ **En travée :**

simple armature \longrightarrow Asc = 0

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

$$x = 15 \times \frac{7,70}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 7,70}{15 \times (7,70)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4,55 \text{ cm}$$

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

$$I = 100 \times \frac{4,56^3}{3} + 15 \times 7,70 (13,5 - 4,56)^2$$

$$I = 12391,7146 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times M_s}{I} = \frac{0,0456 \times 0,01071}{12391,7146 \times 10^{-8}} = 3,94 \text{ MPa}$$

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

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

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,01071 \times (0,0456 - 0,015)}{12391,7146 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 39,67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,01071 \times (0,135 - 0,0456)}{12391,7146 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 115,90 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{sc} ; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{CV}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{19,195 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,142 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{Mpa}\right)$$

$$\tau_u = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow \text{CV}$$

- Vérification de la flèche

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

$$0,11 \geq 0,0625 \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{7,7}{100 \times 13,5} = 0,058 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{CV}$$

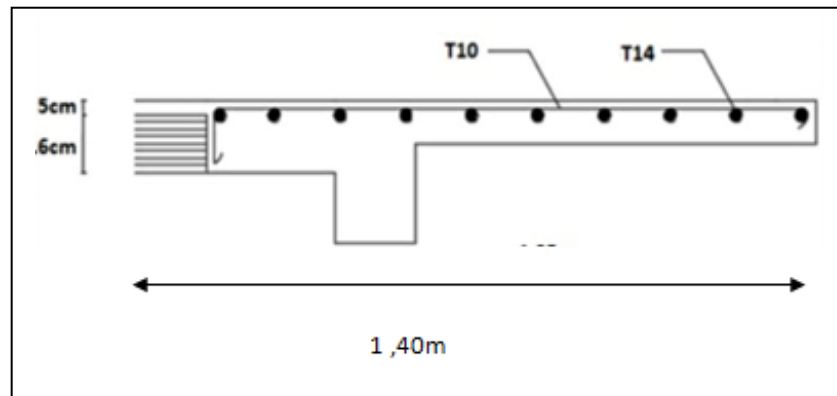


Figure 3.21 : Ferrailage du balcon

3.8. L'ascenseur :

3.8.1. Définition de l'Ascenseur:

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes. L'ensemble du dispositif des guides, moteur, mécanique et câbles est installé le plus souvent dans une trémie ou une gaine rectangulaire verticale fermée ou parfois semi-fermée située en général à l'intérieur de l'édifice, dans laquelle la cabine et le contrepoids gravitent.

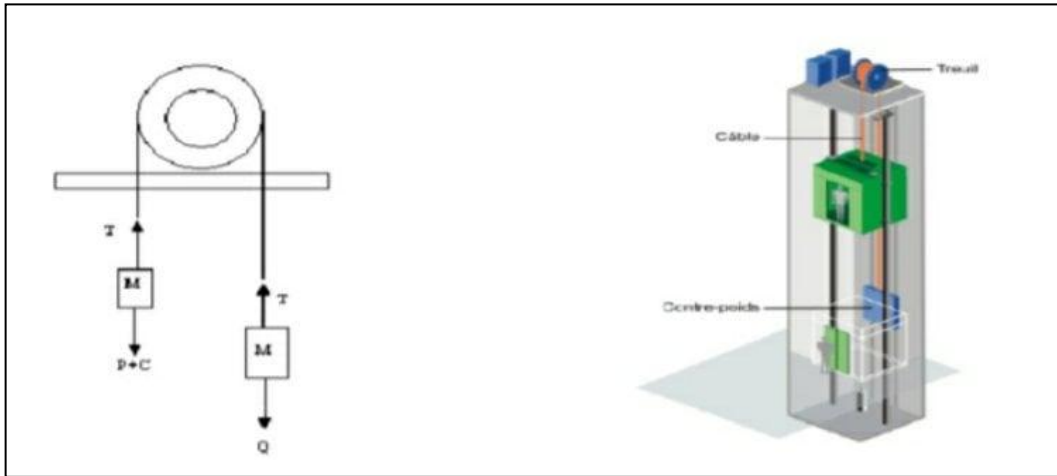


Figure 3.22: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

➤ **Caractéristiques:**

- Charges Nominale.
- Nombre de personnes.
- Vitesse Nominale.

➤ **On définit deux types de dalles qui sont :**

- Dalle de salle machine
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

3.8.2. Caractéristique de l'Ascenseur:

- Capacité: 8Personnes.
- Vitesse:0,65 ou 1m/s.
- Charge nominale: 630Kg

3.8.3. Epaisseur de la dalle d'ascenseur:

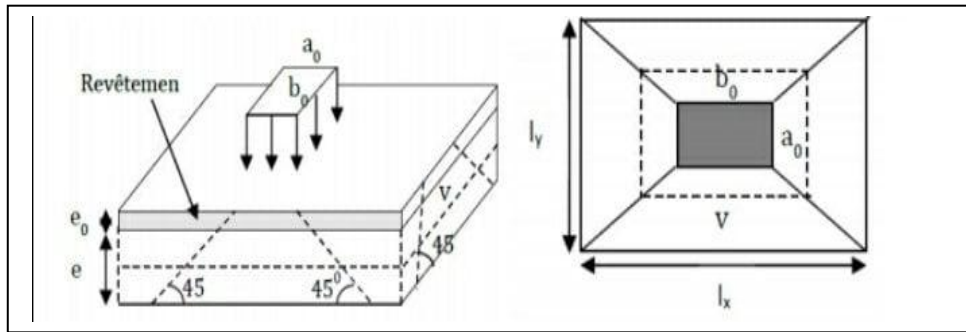


Figure 3.23: Schéma représentant la surface d'impact.

$L_x = 1,60 \text{ m} ; l_y = 2,40 \text{ m}$

$\frac{L_x}{L_y} = 0,66 \longrightarrow 0,4 < \frac{1,6}{2,40} < 1 \longrightarrow$ la dalle portant dans les deux sens.

$h > \frac{L_x}{40} \longrightarrow h > \frac{1,6}{40} \longrightarrow h > 4\text{cm}$

Avec : $h_{\min} = 20 \text{ cm}$

Donc on prend : $h = 20 \text{ cm}$.

3.8.4. Evaluation des charges:

➤ Charge d'exploitation:

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour 8 personnes. Alors le poids estimatif pour ce nombre de personnes est de ($Q=600\text{kg}$).

➤ Charge permanentes :

P_m (poids mort) : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles :

$P_m = 2342,5 \text{ kg}$.

P_p : le poids de contrepoids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2642,50 \text{ kg}$.

P_t : le poids de treuil : $P_t = 1200 \text{ kg}$.

M_g : le poids des câbles : $M_g = m \times n \times L$

Avec :

m : Masse linéaire du câble.

n : Nombre de câbles.

L : Longueur du câble.

$M_g = 0,512 \times 2 \times 39,78 = 40,74 \text{ kg}$

$G = P_m + P_p + P_t + M_g = 2342,50 + 2642,50 + 1200 + 40,74$

$G = 6225,74 \text{ kg}$.

3.8.5. Combinaison des charges :

- **ELU:** $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6258,85 + 1,5 \times 600 \longrightarrow Q_u = 9304,75 \text{ kg}$
- **ELS:** $Q_s = G + Q = 6258,85 + 675 \longrightarrow Q_s = 6825,74 \text{ kg}$

3.8.6. 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 que vérifier cette équation :

Selon : B.A.E.L 91 $\longrightarrow q_u \leq 0,045 \times P_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

qu: la charge appliqué sur chaque appuis : $q_u = \frac{Q_u}{4} = 2326,19 \text{ kg}$

h0 : épaisseur total de la dalle.

Pc : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

➤ **Calcul de U0 et V0 :**

La charge concentré q0 est appliquée sur un carré de (10 x 10) cm² avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} U_0 = a + h_0 = 10 + 20 = 30 \text{ cm} \\ V_0 = b + h_0 = 10 + 20 = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de Pc:**

$P_c = 2(U_0 + V_0) = 2(30 + 30) = 120 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'équation :** $0,045 \times P_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$

$h_0 = 200,045 \times P_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times 25 \times 10^5 / 1,5 = 18000 \text{ kg} > q_u = 2326,19 \text{ kg} \longrightarrow \text{CV}$

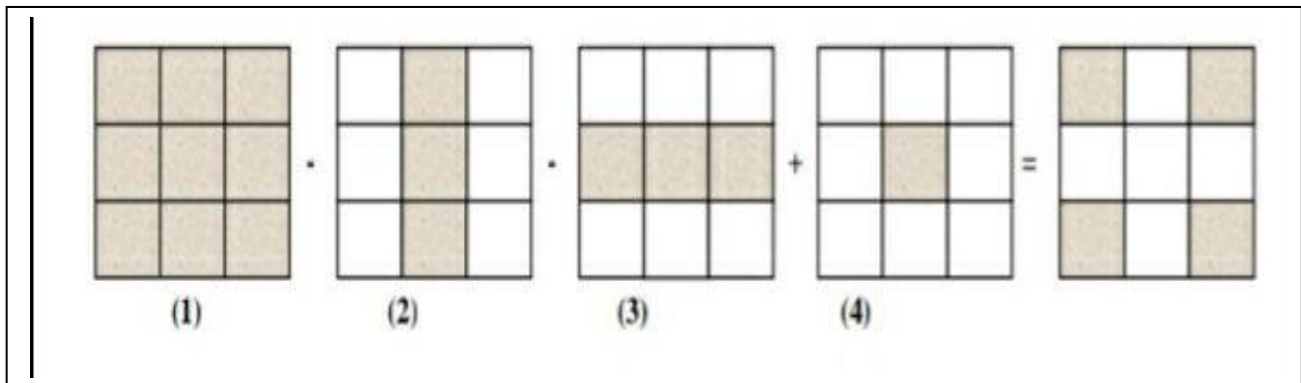
Donc : pas de risque de poinçonnement

3.8.7. 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.

$M_x = 2(M_x(1) - M_x(2) - M_x(3) + M_x(4))$ et $M_y = 2(M_y(1) - M_y(2) - M_y(3) + M_y(4))$



Rectangle 1: $U = 1.3 \text{ m}$

$V = 1.3 \text{ m}$

$U_0 = 130 + 20 = 150\text{cm}$

$V_0 = 130 + 20 = 150\text{cm}$

$U_0/lx=150/160=0,94$

$U_0/ly=150/240=0,625$

$$\begin{cases} M_x=(M_1+\nu M_2)P \\ M_y=(M_2+\nu M_1)P \end{cases} \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} \nu =0(\text{ELU}) \\ \nu =0,2(\text{ELS}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_u=\frac{qu}{s} \times u \times v=2365,48 \times u \times v \\ P_s=\frac{qs}{s} \times u \times v=1733,46 \times u \times v \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

rectangle	U (m)	V (m)	U0 (m)	V0 (m)	U0/lx	V0/ly	M1	M2
1	1,30	1,30	1,50	1,50	0,94	0,94	0,053	0,018
2	0,90	1,30	1,10	1,50	0,625	0,94	0,071	0,031
3	1,30	0,90	1,50	1,10	0,94	0,625	0,096	0,038
4	0,90	0,90	1,10	1,10	0,625	0,625	0,093	0,047

Tableau 3.10 : 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	2,08	0,71	28,84	1,63	0,82
2	33,26	2,36	1,03	24,40	1,88	1,10
3	33,26	3,19	1,26	24,40	2,53	1,39
4	28,15	2,62	1,32	20,65	2,11	1,35

Tableau 3.11 : moments isostatiques à ELU et ELS.

➤ **ELU :**

$$M_{xu1} = M_{xu}(1) - M_{xu}(2) - M_{xu}(3) + M_{xu}(4) = 2,08 - 2,36 - 3,19 + 2,62 = -0,85 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yu1} = M_{yu}(1) - M_{yu}(2) - M_{yu}(3) + M_{yu}(4) = 0,71 - 1,03 - 1,26 + 1,32 = -0,26 \text{ KN.m.}$$

➤ **ELS :**

$$M_{xs1} = M_{xs}(1) - M_{xs}(2) - M_{xs}(3) + M_{xs}(4) = 1,63 - 1,88 - 2,53 + 2,11 = -0,67 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ys1} = M_{ys}(1) - M_{ys}(2) - M_{ys}(3) + M_{ys}(4) = 0,82 - 1,10 - 1,39 + 1,35 = -0,32 \text{ KN.m.}$$

• **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 :**

$$G + Q = 6,5 \text{ KN/ml}$$

• **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 $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,66$

D'après l'annexe 3 (C.B.A) : Pour la valeur de ($\alpha=0,66$), on adopte

A	ELU (v=0)		ELS (v=0,2)	
0,66	μ_x	μ_y	μ_x	M_y
	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351

Tableau 3.12 : Les valeurs de μ_x et μ_y

➤ **ELU:**

$$M_{x2}=1,56\text{KN.m}$$

$$M_{y2}= 0,58\text{KN.m}$$

➤ **ELS:**

$$M_{x2}= 1,32\text{KN.m}$$

$$M_{y2}=0,71\text{KN.m}$$

- **Les moments totaux appliqués sur la dalle :**

➤ **ELU :**

✓ **Sens x :**

$$M_x=M_{x1}+M_{x2}= -0,85 + 1,56 = 0,71\text{KN.m}$$

✓ **Sens y :**

$$M_y=M_{y1}+M_{y2}= -0,26 + 0,58 = 0,32\text{KN.m}$$

➤ **ELS :**

✓ **Sens x :**

$$M_x=M_{x1}+M_{x2}= -0,67+1,32 = 0,65\text{KN.m}$$

✓ **Sens y :**

$$M_y \geq M_{y1}+M_{y2}= -0,32+ 0,71 = 1,33\text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0$$

$$M_a = 0,5M_0$$

Sens	ELU		ELS	
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
X	0,60	0,36	0,55	0,33
Y	0,27	0,16	1,13	1,67

Tableau 3.13 : Moment fléchissant de la dalle pleine.

3.8.8. Calcul de ferrailage:

D'après le BAEL, 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 calcule pour une bande de 1 ml.

Avec :

$$b=1,00 \text{ m}$$

$$h= 0,2 \text{ m}$$

$$d= 0,9 \times 0,2=0,18 \text{ m}$$

$$f_{c28}=25 \text{ MPa}$$

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

$$f_{bc}=14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_R = 0,372$$

➤ **ELU :**

✓ **En travée (Sens x) :**

$$M_u \text{ max} = 0,60 \text{ KN.m} = 0,0006 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,0006}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,00131$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,372 \longrightarrow \text{La section est à simple armature.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00131})$$

$$\alpha = 0,0016$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0016) = 0,11 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,00131}{0,11 \times 347,83} = 0,34 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 0,34 \text{ cm}^4$$

Les choix est de : 4T10=3,14 cm²

• **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \text{Max}\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max}\left(\frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max}(2; 2,1735) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 2,1735 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

• **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 3,14/4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

On prend : 3T8= 1,51 cm².

• **Espacement :**

$$s_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 20; 33) = 33 \text{ cm B.A.E.L 91.}$$

$$s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$$

✓ **En appui: (Sens x) :**

$$M_u \max = 0,36 \text{KN.m} = 0,00036 \text{MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,00036}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,00078$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,372 \longrightarrow \text{La section est à simple armature.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 0,00078})$$

$$\alpha = 0,00098$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,00098) = 0,18 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,00036}{0,18 \times 347,83} = 0,058 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 0,058 \text{cm}^4$$

Les choix est de : 4T10=3,14cm²

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \text{Max}\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max}\left(\frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max}(2; 2,1735) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 2,1735 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

- **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 3,14/4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

On prend : 3T8= 1,51 cm².

- **Espacement :**

$$s_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 20; 33) = 33 \text{ cm B.A.E.L 91.}$$

$$s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$$

Sens	Calculé		Adopté	
	Ast(travée) (cm ² /ml)	Ast(appui) (cm ² /ml)	Ast(travée) (cm ² /ml)	Ast(appui) (cm ² /ml)
X	0,34	0,058	3,14 (4T10)	3,14 (4T10)
Y	0,043	0,026	3,14 (4T10)	3,14 (4T10)

Tableau 3.14 : Récapitulation des résultats de ferrailage.

➤ **ELS :**

✓ **En travée :(sens x)**

simple armature → Asc = 0

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

$$x = 15 \times \frac{3,14}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18 \times 3,14}{15 \times (3,14)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4,62 \text{ cm}$$

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

$$I = 100 \times \frac{4,62^3}{3} + 15 \times 3,14 (18 - 4,62)^2$$

$$I = 11719,08 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times M_s}{I} = \frac{0,0462 \times 0,00055}{11719,08 \times 10^{-8}} = 0,21 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

• **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,00055 \times (0,0462 - 0,02)}{11719,08 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 1,84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,00055 \times (0,18 - 0,0462)}{11719,08 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 9,42 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{sc}; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **En appui :(sens x)**

simple armature → Asc = 0

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

$$x = 15 \times \frac{9,24}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18 \times 3,14}{15 \times (3,14)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4,62 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + nAsc(x - d')^2 + nAst(d - x)^2$$

$$I = 100 \times \frac{4,62^3}{3} + 15 \times 3,14(18 - 4,62)^2$$

$$I = 11719,08 \text{cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times Ms}{I} = \frac{0,0462 \times 0,00033}{11719,08 \times 10^{-8}} = 0,13 \text{ MPa}$$

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

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

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times Ms \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,00033 \times (0,0462 - 0,02)}{11719,08 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 5,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times Ms \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,00033 \times (0,18 - 0,0462)}{11719,08 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 1,107 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{sc} ; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{CV}$$

Sens	Travée			Appui			$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	$\sigma_{bc} <$ $\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{sc}, \sigma_{st} <$ $\bar{\sigma}_{st}$
	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{sc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{sc} (MPa)				
X	0,21	9,42	1,84	0,13	1,107	5,65	15	201,63	cv	Cv
Y	0,45	23,12	4,53	0,66	28,26	5,53	15	201,63	cv	Cv

Tableau 3.15 : Les contraintes dans le béton et l'acier.

- **Vérification au cisaillement :**

$$T_U = \frac{Q_u}{2} = \frac{93,0475 + (25 \times 0,2 \times 2 \times 1,6)}{2} = 54,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{54,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,303 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{CV}$$

• **Vérification de la flèche :**

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

$$0,125 \geq 0,0509 \longrightarrow \text{CV}$$

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

$$0,125 \geq 0,0625 \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{CV}$$

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

D'après le (BAEL, 91), la dalle ne nécessite aucune armature transversale si la contrainte tangente vérifie :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,303 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} \times \gamma_b = 0,07 \times 25 \times 1,5 = 2,625 \text{MPa}$$

Donc : La dalle ne nécessite aucunes armatures transversales.

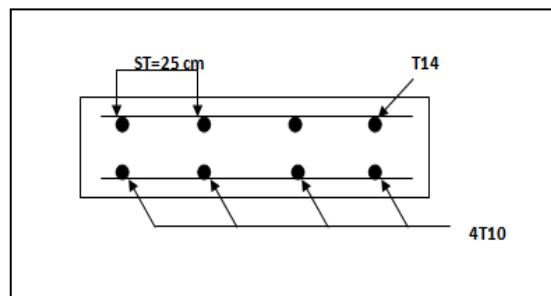


Figure 3.24 : Schéma de ferrailage

3.9. Conclusion :

Dans cette partie, nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour l'intégralité des éléments secondaires indépendamment de l'action sismique et arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions R.

CHAPITRE 04 :

ETUDE DYNAMIQUE

4.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées

4.2. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

4.3. Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

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

4.3.1. Méthode statique équivalente:

➤ Principe :

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.

➤ Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan ; les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté + translation horizontale' par niveau. La rigidité latérale des moments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissures pour les structures en béton armée ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

4.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

➤ Principe :

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

➤ **Modélisation**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

➤ **Condition d'application :**

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
Donc le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale équivalentement n'est pas permise.

4.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

➤ **Principe :**

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.

4.4. Modélisation de la structure étudiée :

Avec une modélisation adéquate de la structure, on peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel SAP2000 version 14 pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème.

4.4.1. 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.

4.4.2. 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 nœuds ayant six degrés de liberté DDL par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- 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.

4.4.3. 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 $2,5t/m^3$.

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 spectral).

4.5. Disposition des voiles :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est celle qui nous adonné les meilleurs résultats vis-à-vis l'interaction (portique-voile) et le comportement. D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

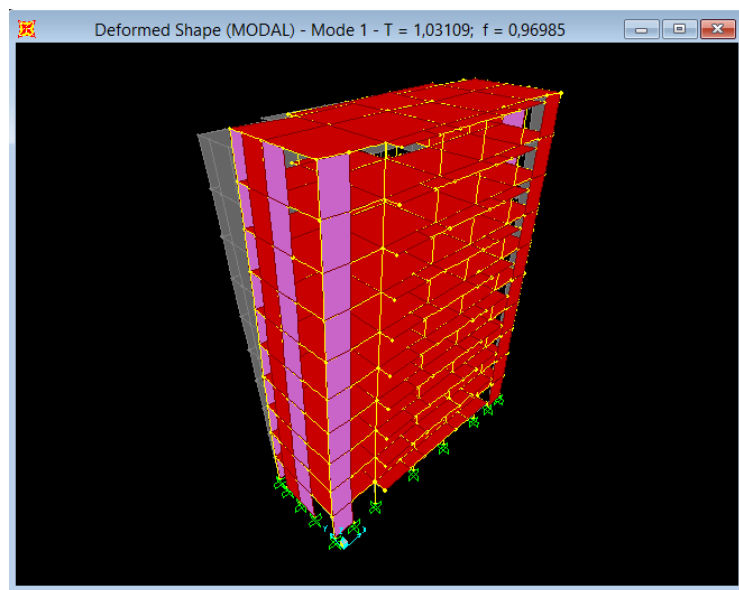


Figure 4.1 : 1^{er} mode (translation suivant Y)

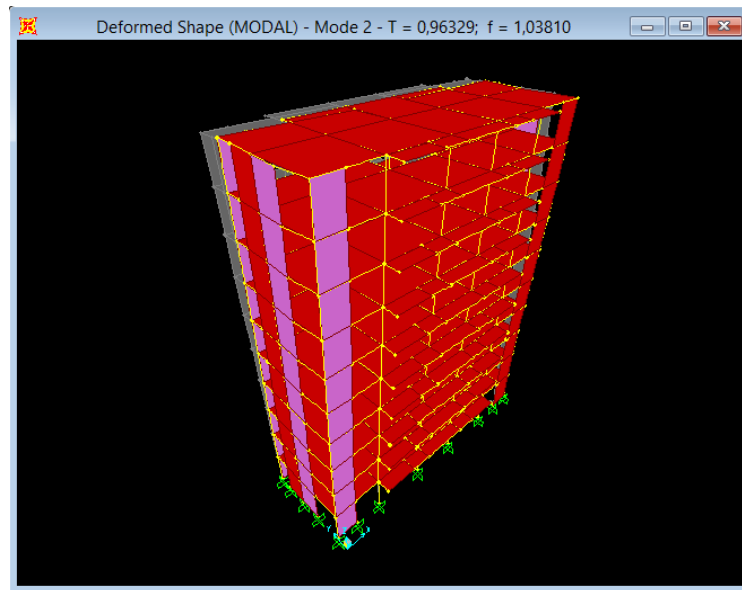


Figure 4.2 : 2^{eme} mode (translation suivant X)

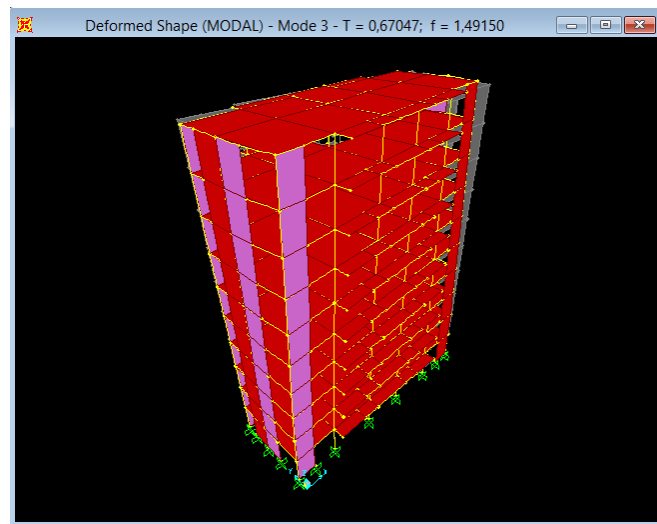


Figure 4.3 : 3^{eme} mode (torsion autour de Z)

4.6. 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 conditions d'application précédentes. **Donc le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.**

4.7. Combinaisons d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'action aux états limites suivantes : « Ultime, Service et Accidentel ».

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

4.8. Détermination de la force sismique totale V :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le RPA99 V 2003.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement.

W : Poids total de structure. ($W = G + \beta \cdot Q$)

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 $\beta = 0,2$.

4.8.1. Coefficient d'accélération de zone (A) :

Zone I : D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (RPA 99 V 2003).

Groupe d'usage 2 implique que $A = 0,10$

GROUPE I	ZONE			
	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 4.1 : Coefficient d'accélération de la zone

4.8.2. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} D = 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ D = 2,5\eta (T_2/3,0)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0s \end{array} \right.$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

(4 - 2) (RPA99 /version 2003) : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portique		voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.2: les Facteur de correction d'amortissement (η)

Portiques contreventés par des voiles } \longrightarrow $\xi = 7\%$
Remplissage dense

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,88 > 0,7$$

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) :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1=0,15s \\ T_2=0,40s \end{array} \right.$$

T : période fondamentale.

4.8.3. 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**.

$$T_{\text{empirique}} = \min (C_T \times h_N^{3/4}; 0,09h_N/\sqrt{D})$$

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** \longrightarrow $C_T = 0,05$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On a ; $h_N = 30,06\text{m}$; $C_T = 0,05$

➤ **Le sens X :**

$$DX = 22,9\text{m}$$

$$T_{\text{X empirique}} = \min(0,05 \times 30,06^{3/4}; 0,09 \times 30,06 / \sqrt{22,9})$$

$$T_{\text{X empirique}} = \min(0,65; 0,57) \longrightarrow T_X = 0,57\text{s}$$

➤ **Le sens Y:**

$$DY = 8,05\text{m}$$

$$T_{\text{Y empirique}} = \min(0,05 \times 30,06^{3/4}; 0,09 \times 30,06 / \sqrt{8,05})$$

$$T_{\text{Empirique}} = \min(0,65 ; 0,97) \longrightarrow T_Y = 0,65s$$

Remarque :

On peut utiliser le tableau suivant pour le choix de la période utilisée dans le calcul de D.

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
Tanalytique \leq Tempririque	T= Tanalytique
Tempirique < Tanalytique < 1,3Tempirique	T= Tempirique
Tanalytique \geq 1,3Tempirique	T= 1,3Tempirique

Tableau 4.3: Période choisie pour le calcul du (D)

$$T_{\text{analytique}} = 1,031 \text{ s}$$

$$1,3 T_{\text{empirique}} = 0,741 \text{ s}$$

$$1,3 T_{\text{empirique}} = 0,845 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } T = 1,3 T_{\text{empirique}}$$

Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

$$T_2 \leq T_x, T_y \leq 3,0s \longrightarrow D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

➤ **Le sens X :**

$$D_x = 2,5 \times 0,88 (0,4/0,741)^{2/3} = 1,46 \text{ s.}$$

➤ **Le sens Y:**

$$D_y = 2,5 \times 0,88 (0,4/0,845)^{2/3} = 1,34s.$$

4.8.4. Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : R=5

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portique/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console vertical à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau 4.4: les Coefficient de comportement global de la structure (R)

4.8.5. facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum_1^6 Pq$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non "

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 4.5 : Pénalité en fonction des critères de qualité q

$$Q_x = 1 + 0,15 = 1,10$$

$$Q_y = 1 + 0,15 = 1,10$$

4.8.6. 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 version 2003**.

Pour le calcul de poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP 2000 :

Niveau	Poids (t)	Hauteur (m)
RDC	435,295	3,06
1 ^{er} étage	404,960	6,12
2 ^{ème} étage	376,877	9,18
3 ^{ème} étage	376,877	12,24
4 ^{ème} étage	377,050	15,30
5 ^{ème} étage	376,877	18,36

6 ^{ème} étage	371,611	21,42
7 ^{ème} étage	366,346	24,48
8 ^{ème} étage	372,484	27,54
9 ^{ème} étage	315,763	30,60

Tableau 4.6 : Poids des différents niveaux

Le poids total de la structure : $w_T = 3764,14t$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W$$

$$V_x = \frac{0,10 \times 22,9 \times 1,10}{3,5} \times 3764,14 = 204,66t$$

$$V_y = \frac{0,10 \times 8,05 \times 1,10}{3,5} \times 3764,14 = 188,61t$$

4.9. 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)

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times H_i}{\sum_1^n W_j \times H_j}$$

Avec :

F_t est la force concentrée au sommet de la structure,

$$F_t = 0,07 \times T \times V (F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s).$$

$$T_x = T_y > 0,7s$$

$$F_{Tx} = 0,07 \times 0,57 \times 2046,6 = 81,66KN$$

$$F_{Ty} = 0,07 \times 0,65 \times 1886,1 = 85,82KN$$

Les forces sismiques calculées pour notre structure, sont les suivante :

Niveau	Wi (KN)	Hi (m)	Wi*Hi	Fx (KN)	Fy (KN)
RDC	4352,95	3,06	13320,027	44,58	41,09
1 ^{er} étage	4049,60	6,12	24783,552	82,95	76,045
2 ^{ème} étage	3768,77	9,18	34597,309	115,80	106,72
3 ^{ème} étage	3768,77	12,24	46129,745	154,40	142,29
4 ^{ème} étage	3770,50	15,30	57688,650	193,09	177,95
5 ^{ème} étage	3768,77	18,36	69194,617	231,61	213,44
6 ^{ème} étage	3716,11	21,42	79599,76	266,43	245,53
7 ^{ème} étage	3663,46	24,48	89681,501	300,18	276,63
8 ^{ème} étage	3624,84	27,54	99828,094	334,14	307,93
9 ^{ème} étage	3157,63	30,60	96623,478	323,41	298,04

Tableau 4.7: La force sismique de chaque niveau.

4.9.1. 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 :

$$V_{\text{voile}} / V_{\text{globale}} = 9975,797 / 32282,327 = 31 \% > 25\% \longrightarrow \text{(CNV)}$$

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.

$$P_{\text{voile}} / p_{\text{Totale}} = 10246 / 30635 = 33\% > 20\% \longrightarrow \text{(CV)}. \text{ Donc on prend } R=3,5$$

4.9.2. Spectre de réponse de calcul ($\frac{S_a}{g}$) :

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

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

Avec

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

G: acceleration de la presenter

a. Caractéristique de l'ouvrage :

Zone I : sismicité faible.

Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne.

Site S2 : $T_1=0,15s$ $T_2=0,4s$.

Système de contrevenement : $R=3,5$

Coefficient d'accélération de zone $A=0,10$

facteur de qualité $Q=1,10$.

b. Le spectre de réponse :

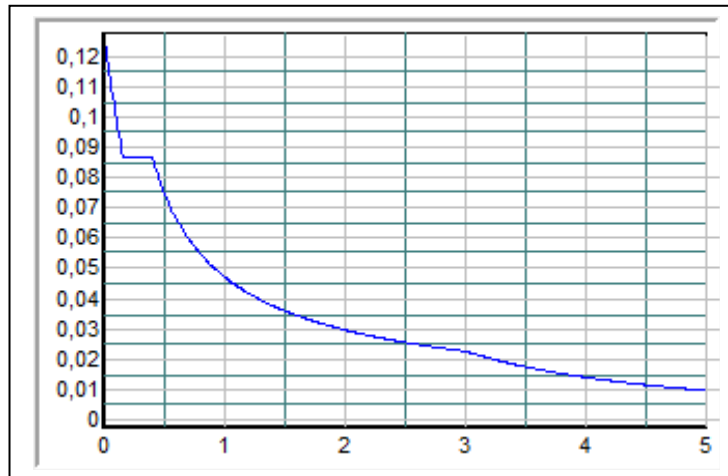


Figure 4.4: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE)

4.10. Méthode modale spectrale et vérification du calcul dynamique :

4.10.1. Période et participation massique :

Le tableau suivant présente les périodes et les masses modales de la structure :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,03109	0,70001	7,849E-07	0,70001	7,849E-07
2	0,963295	7,477E-07	0,69109	0,70001	0,69109
3	0,670468	0,0018	1,398E-07	0,70181	0,69109
4	0,436418	0,000006338	0,00078	0,70181	0,69187
5	0,433263	0,00004037	0,00029	0,70186	0,69216
6	0,432151	0,0000501	0,000066	0,70191	0,69223
7	0,431336	0,00003763	2,644E-08	0,70194	0,69223
8	0,430412	0,000007634	0,000002297	0,70195	0,69223
9	0,429538	0,000004368	0,000002675	0,70195	0,69223
10	0,42855	0,000002075	7,983E-07	0,70196	0,69223
11	0,4275	6,895E-07	5,902E-07	0,70196	0,69223
12	0,389562	0,000002309	0,00003902	0,70196	0,69227

Tableau 4.8 : Période et masses modales de la structure.

4.10.2. 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 analyse, on obtient les résultats suivants :

Sens	$V_{\text{dynamique}}(\text{KN})$	$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$V_{\text{dynamique}}/V_{\text{statique}} > 0,8$	$V_{\text{dynamique}} > 0,8V_{\text{statique}}$
X	1313,579	4244,584	0,31	C N V
Y	1353,053	4244,584	0,32	C N V

Tableau 4.9 : Vérification de la résultante des forces

On va augment avec un coefficient de correction $9,81 \times k$

$$K_x = \frac{0,80}{0,31} = 2,58$$

$$K_y = \frac{0,80}{0,32} = 2,5$$

Sens	$V_{\text{dynamique}}(\text{KN})$	$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$V_{\text{dynamique}}/V_{\text{statique}} > 0,8$	$V_{\text{dynamique}} > 0,8V_{\text{statique}}$
X	3433,869	4244,584	0,81	C V
Y	3438,114	4244,584	0,81	C V

Tableau 4.10 : Vérification de la résultante des forces

4.10.3. Justification vis a vis des déformations :

D'après le (RPA99 version 2003/4.4.3) le déplacement horizontale de chaque niveaux K de la structures est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : déplacement horizontale aux au niveau k

δ_{ek} : déplacement horizontale dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport à ($k-1$) est égal :

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveau	$\delta (ek) (m)$	$\delta (k) (m)$	$\delta (k-1) (cm)$	$\Delta (k) (cm)$	1%he (cm)	Observation
RDC	0,003	0,0105	0	0,0105	0,0306	CV
1 ^{ère} étage	0,006	0,0210	0,0105	0,0105	0,0306	CV
2 ^{ème} étage	0,009	0,0315	0,0210	0,0105	0,0306	CV
3 ^{ème} étage	0,012	0,0420	0,0315	0,0105	0,0306	CV
4 ^{ème} étage	0,015	0,0525	0,0420	0,0105	0,0306	CV
5 ^{ème} étage	0,018	0,0630	0,0525	0,0105	0,0306	CV
6 ^{ème} étage	0,021	0,0735	0,0630	0,0105	0,0306	CV
7 ^{ème} étage	0,024	0,0840	0,0735	0,0105	0,0306	CV
8 ^{ème} étage	0,027	0,0945	0,0840	0,0105	0,0306	CV
9 ^{ème} étage	0,030	0,105	0,0945	0,0105	0,0306	CV

Tableau 4.11 : 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	0,003	0,0105	0	0,0105	0,0306	CV
1 ^{ère} étage	0,007	0,0245	0,0105	0,0140	0,0306	CV
2 ^{ème} étage	0,010	0,0350	0,0245	0,0105	0,0306	CV
3 ^{ème} étage	0,014	0,0490	0,0350	0,0140	0,0306	CV
4 ^{ème} étage	0,017	0,0595	0,0490	0,0105	0,0306	CV
5 ^{ème} étage	0,021	0,0735	0,0595	0,0140	0,0306	CV
6 ^{ème} étage	0,024	0,084	0,0735	0,0105	0,0306	CV
7 ^{ème} étage	0,028	0,098	0,084	0,0140	0,0306	CV
8 ^{ème} étage	0,031	0,1085	0,098	0,0105	0,0306	CV
9 ^{ème} étage	0,035	0,1225	0,1085	0,0140	0,0306	CV

Tableau 4.12 : Vérifications des déplacements inter étages dans le sens -Y-

4.10.4. JUSTIFICATION DE L'EFFET P- Δ :

Les effets du 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau "K".

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_k = \sum F_i$).

Δ_k : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1".

H_k : hauteur de l'étage "K".

Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$, 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:

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Sens longitudinal X-X :

Niveau	$h_{(k)}$ (m)	$P_{(k)}$ (KN)	$\Delta_{(k)}$ (m)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$	Observation
RDC	3,06	30846,51	0,0105	2046,61	0,052	CV
1 ^{ère} étage	3,06	26493,56	0,0105	2002,02	0,045	CV
2 ^{ème} étage	3,06	22443,96	0,0105	1919,07	0,040	CV
3 ^{ème} étage	3,06	22067,08	0,0105	1803,26	0,042	CV
4 ^{ème} étage	3,06	21691,21	0,0105	1648,86	0,045	CV
5 ^{ème} étage	3,06	17920,71	0,0105	1455,77	0,042	CV
6 ^{ème} étage	3,06	14161,94	0,0105	1224,16	0,040	CV
7 ^{ème} étage	3,06	10445,83	0,0105	957,73	0,038	CV
8 ^{ème} étage	3,06	6782,37	0,0105	657,55	0,035	CV
9 ^{ème} étage	3,06	3157,53	0,0105	323,41	0,034	CV

Tableau 4.13 : justification de l'effet P- Δ « X-X »

➤ Sens transversal Y-Y :

Niveau	$h_{(k)}$ (cm)	$P_{(k)}$ (KN)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$	Observation
RDC	3,06	30846,51	0,0105	1886,07	0,056	CV
1 ^{ère} étage	3,06	26493,56	0,0140	1844,98	0,066	CV
2 ^{ème} étage	3,06	22443,96	0,0105	1768,53	0,044	CV
3 ^{ème} étage	3,06	22067,08	0,0140	1661,81	0,061	CV
4 ^{ème} étage	3,06	21691,21	0,0105	1519,52	0,049	CV
5 ^{ème} étage	3,06	17920,71	0,0140	1341,57	0,061	CV
6 ^{ème} étage	3,06	14161,94	0,0105	1128,14	0,043	CV
7 ^{ème} étage	3,06	10445,83	0,0140	882,60	0,054	CV
8 ^{ème} étage	3,06	6782,37	0,0105	605,97	0,038	CV
9 ^{ème} étage	3,06	3157,53	0,0140	298,04	0,048	CV

Tableau 4.14 : justification de l'effet P- Δ « Y-Y »

4.11. Conclusion :

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes. Nous avons opté pour la disposition des voiles qui a donné les meilleurs résultats. Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionné 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 :

L'ossature du bâtiment est constituée ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers 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.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

5.2. Les poteaux :

5.2.1. Combinaisons d'actions:

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes;
- Q : Charges d'exploitations
- E : Efforts sismiques.

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

- 1,35G+1,5Q **ELU**
- G+Q **ELS**

Combinaison accidentelles selon le RPA 99 v 2003.

- 0,8.G ± E
- G+Q ± 1,2E

5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} < 0,3 \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

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	Nd(KN)	Bc(cm2)	v	Observation(v)
RDC	2922,45	65×65	0,028	CV
1 ^{ère} étage	2242,47	65×65	0,021	CV
2 ^{ème} étage	2286,25	65×65	0,022	CV
3 ^{ème} étage	1934,76	55×55	0,026	CV
4 ^{ème} étage	1596,57	55×55	0,021	CV
5 ^{ème} étage	1258,08	45×45	0,025	CV
6 ^{ème} étage	955,93	45×45	0,019	CV
7 ^{ème} étage	686,47	35×35	0,023	CV
8 ^{ème} étage	447,80	35×35	0,015	CV
9 ^{ème} étage	212,79	35×35	0,007	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 bu sous combinaison sismique doit être $\tau_u \leq \tau_{bu}$ dans le béton valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{T}{bd}$$

avec :

T : Effort tranchant de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_d = 0,04 \end{array} \right.$$

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 ($l_f = 0,7l_0$).

$$l_f = 0,7 \times 3,06$$

$$l_f = 2,142 \text{ m}$$

Niveau	T (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
RDC	10,68	0,02809	3,30	0,04	1	CV
1 ^{ère} étage	20,77	0,05462	3,30	0,04	1	CV
2 ^{ème} étage	28,35	0,07456	3,30	0,04	1	CV
3 ^{ème} étage	24,96	0,09168	3,89	0,04	1	CV
4 ^{ème} étage	39,15	0,14380	3,89	0,04	1	CV
5 ^{ème} étage	28,97	0,15896	4,76	0,04	1	CV
6 ^{ème} étage	44,13	0,24214	4,76	0,04	1	CV
7 ^{ème} étage	25,45	0,20839	6,12	0,075	1,875	CV
8 ^{ème} étage	32,06	0,29079	6,12	0,075	1,875	CV
9 ^{ème} étage	38,52	0,34939	6,12	0,075	1,875	CV

Tableau 5.2:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0,7 % (zone I)
- Leur pourcentage maximal
 - { 4% en zone courante.
 - { 6% en zone nodale
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- 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.
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont : $L'=2h$

$$h'=\max(he/6 ; b1; h1 ; 60\text{cm})$$

Avec :

$b1;h1$: dimensions du poteau.

he : La hauteur de l'étage

(a=b) (cm)	he (cm)	h'(cm)
65	306	60
55	306	60
45	306	60
35	306	60

Tableau 5.3: La longueur de la zone nodale pour les poteaux

5.2.4. Sollicitations des poteaux

On va prendre un seul type de poteau pour calcul le ferrailage et on fait le calcul en flexion composée, et les autres sont calculés à l'aide de logiciel SAP 2000.

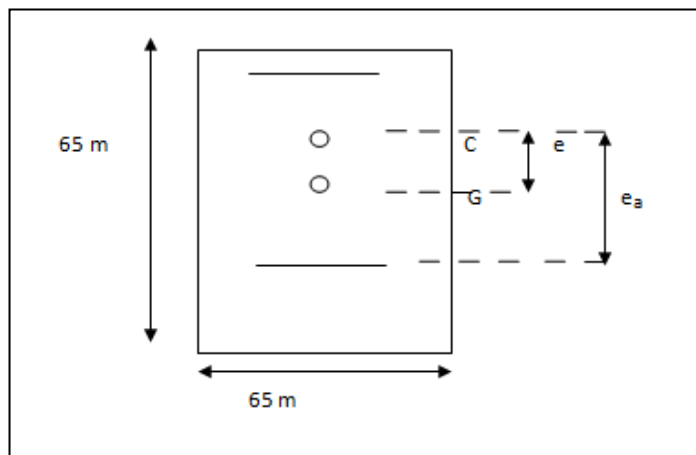
Niveau	ELU		ELS		T _{max} (KN)
	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	
RDC	21,91	2635,63	15,97	1557,94	10,68
1 ^{ère} étage	31,42	3153,80	23,43	2302,14	20,77
2 ^{ème} étage	47,94	2752,62	34,94	2009,33	28,50
3 ^{ème} étage	41,57	2358,90	30,29	1621,86	24,97
5 ^{ème} étage	47,92	1612,71	34,92	1079,62	28,86
6 ^{ème} étage	71,95	1276,23	52,44	917,27	44,13
7 ^{ème} étage	42,00	901,87	30,31	658,88	25,45
8 ^{ème} étage	49,44	582,95	36,61	426,24	32,06
9 ^{ème} étage	61,98	284,06	45,20	207,87	38,52

Tableau 5.4: Sollicitations des poteaux

5.2.5. Calcul le ferrailage :

Notre exemple de calcul sera un poteau de RDC, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

- Mu=0,02191MN.m
- Nu=2,63563MN
- a = b = 0,65 m
- fe = 400 MPA
- fc28= 25 MPA
- γ_s = 1,15
- γ_b = 1,5
- fbc = 14,17 MPa
- σ_{st} =347,826 MPa
- d= 0,585 m
- d' = 0,065m
- μ_R = 0,392



$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,02191}{2,6356} = 0,0083\text{m}$$

$$e_a = e + d - \frac{a}{2} = 0,0083 + 0,585 - \frac{0,65}{2} = 0,268\text{m}$$

• **Le moment fictive Ma:**

$$Ma = Nu \times e_a = 2,6563 \times 0,268 = 0,713 \text{ MN.m}$$

$$Nu(d-d') - Ma = 2,6563 \times (0,585 - 0,065) - 0,02191 = 1,36 \text{ MN.m}$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = (0,337 - 0,81 \times \frac{0,065}{0,65}) \times 0,65 \times 0,65^2 \times 14,17 = 0,996 \text{ MN.m}$$

$$Nu(d-d') - Ma = 1,36 > (0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = 0,996$$

Donc Domaine 4-5 :section entièrement comprimée

➤ **ELU :**

$$Nu(d-d') - Ma = 1,36 < (0,5h-d') \times b \times h \times f_{bc} = 1,56 \quad \longrightarrow \text{oui donc Domaine 4}$$

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{1}{\sigma_{sc}} [Nu - (1 - \chi) \times b \times h \times f_{bc}]$$

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')Nu - Ma}{bh^2 f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{0,065}{0,65} - \frac{(0,585 - 0,065) \times 2,63563 - 0,713}{0,65 \times 0,65^2 \times 14,17}}{\frac{6}{7} - \frac{0,065}{0,65}}$$

$$\chi = 0,31$$

$$\varepsilon_c = 2 \times 10^{-3} \times [1 + (3 - 7 \times \frac{d'}{h}) \times \sqrt{\frac{\chi}{1,75}}]$$

$$\varepsilon_c = 2 \times 10^{-3} \times [1 + (3 - 7 \times \frac{0,065}{0,65}) \times \sqrt{\frac{0,31}{1,75}}]$$

$$\varepsilon_c = 3,94 \cdot 10^{-3} \text{ et } \sigma_{sc} = f(\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_c > 1,84 \text{ ‰} \quad \longrightarrow \quad \text{CNV}$$

$$\sigma_{sc} = \varepsilon_c \times E$$

$$\sigma_{sc} = 0,00394 \times 210000$$

$$\sigma_{sc} = 827,4 \text{ Mpa}$$

$$A_2 = \frac{1}{827,4} [2,63563 - (1 - 0,31) \times 0,65 \times 0,65 \times 14,17]$$

$$A_2 = - 18,07 \times 10^{-3}$$

$A_2 < 0$ donc selon le RPA99 v2003 en ferraille avec:

$$A_{\min} = 0,7\% \times B_c = 0,7\% \times 0,65 \times 0,65 = 29,57 \text{ cm}^2$$

On choisi : 10T20 = 31,42cm²

• **Zone courante :**

$$A_{\max} = 4\% \times B_c = 4\% \times 0,65 \times 0,65 = 169 \text{ cm}^2$$

• **Zone nodale :**

$$A_{\max} = 6\% \times B_c = 6\% \times 0,65 \times 0,65 = 253,5 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$E = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,01597}{1,55794} = 0,0103 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{-[\frac{bh^3}{12} + bh e^2 + nA_2(-e + \frac{h}{2} - d')^2 + nA_1(-e + \frac{h}{2} - d)^2]}{-bhe + nA_2(-e + \frac{h}{2} - d') + nA_1(-e + \frac{h}{2} - d)}$$

$$e_1 = \frac{-[\frac{0,65 \times 0,65^3}{12} + 0,65 \times 0,65 \times 0,0103^2 + 15 \times 0,003142 (-0,0103 + \frac{0,65}{2} - 0,065)^2]}{-0,65 \times 0,65 \times 0,0103 + 15 \times 0,003142 (-0,0103 + \frac{0,65}{2} - 0,065)}$$

$$e_1 = -2,41 \text{ m}$$

$$I_{AN} = \frac{bh^3}{12} + bh(e_1 - e)^2 + nA_2(e_1 - e + \frac{h}{2} - d')^2 + nA_1(e_1 - e + \frac{h}{2} - d)^2$$

$$I_{AN} = \frac{0,65^4}{12} + 0,65 \times 0,65 (-2,41 - 0,0103)^2 + 15 \times 0,003142 \times (-2,41 - 0,0103 + \frac{0,65}{2} - 0,065)^2$$

$$I_{AN} = 2,71 \text{ m}^4$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$e_1 = |2,41| > \frac{h}{2} + e = \frac{0,65}{2} + 0,0103 = 0,3353 \longrightarrow \text{l'axe neutre à l'extérieur}$$

➔ **la section est entièrement comprimée.**

➤ **Section homogène:**

$$B = bh + n(A_1 + A_2)$$

$$B = 0,65 \times 0,65 + 15 \times 0,003142$$

$$B = 0,4696 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{N_s}{B} + \frac{M_s V_1}{I_{AN}} \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{1,55794}{0,4696} + \frac{0,01597 \times 0,325}{2,71} \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bcmax} = 3,32 \leq 15 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{bcmin} = \frac{N_s}{B} - \frac{M_s V_2}{I_{AN}} \geq 0$$

$$\sigma_{bcmin} = 3,32 \geq 0 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	B=h(c m)	Amin (cm ²)	Amax zone cour (cm ²)	Amax zone de nodal(cm ²)	Acal Sap (cm ²)	A choisie	Ferrailage
RDC	65	29,575	169	253,5	29,57	31,42	10T20
1 ^{ère} étage	65	29,575	169	253,5	29,57	31,42	10T20
2 ^{ème} étage	65	29,575	169	253,5	29,57	31,42	10T20
3 ^{ème} étage	55	21,175	121	181,50	25,25	28,27	9T20
4 ^{ème} étage	55	21,175	121	181,50	25,25	28,27	9T20
5 ^{ème} étage	45	14,175	81	121,5	20,25	21,99	7T20
6 ^{ème} étage	45	14,175	81	121,5	20,25	21,99	7T20
7 ^{ème} étage	35	8,575	49	73,5	12,25	14,07	7T16
8 ^{ème} étage	35	8,575	49	73,5	12,25	14,07	7T16
9 ^{ème} étage	35	8,575	49	73,5	12,25	14,07	7T16

Tableau 5.5: Récapitulatif de ferrailage longitudinal des poteaux.

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

$$T_{max}=10,68KN$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,01068}{0,65 \times 0,585} = 0,028Mpa$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 Mpa\right) = 3,33Mpa$$

$$\tau = 0,028 < \bar{\tau} = 3,33 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

Avec:

$$A_t = \frac{\rho_d \times T_{max} \times St}{f_e \times h}$$

Tmax: 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_d : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d=2,50 \longrightarrow \text{si : } \lambda g \geq 5 \\ \rho_d=3,75 \longrightarrow \text{si : } \lambda g \leq 5 \end{array} \right.$$

St : L'espace des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } St \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow \text{Zone I} \\ \text{Zone courante : } St' \leq 15\phi_l \longrightarrow \text{Zone I.} \end{array} \right.$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } St \leq \text{Min} (10 \times 2 ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow St=10 \\ \text{Zone courante : } St' \leq 15 \times 2 \longrightarrow St'=15 \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \phi)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (65/5 ; 65/10 ; 2)$$

$$\phi_t \leq 2\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = \phi_8$

Niveau	h (cm)	Tmax (KN)	λg	ρ_d	St (cm)	St'(cm)	At (cm ²)	Choix
RDC	65	10,68	3,30	3,75	10	15	0,262	ϕ_8
1 ^{ère} étage	65	20,77	3,30	3,75	10	15	0,510	ϕ_8
2 ^{ème} étage	65	28,50	3,30	3,75	10	15	0,699	ϕ_8
3 ^{ème} étage	55	24,97	3,89	3,75	10	15	0,724	ϕ_8
4 ^{ème} étage	55	39,15	3,89	3,75	10	15	1,136	ϕ_8
5 ^{ème} étage	45	28,86	4,76	3,75	10	15	1,023	ϕ_8
6 ^{ème} étage	45	44,13	4,76	3,75	10	15	1,564	ϕ_8
7 ^{ème} étage	35	25,45	6,12	3,75	10	15	1,160	ϕ_8
8 ^{ème} étage	35	32,06	6,12	3,75	10	15	1,462	ϕ_8
9 ^{ème} étage	35	38,52	6,12	3,75	10	15	1,756	ϕ_8

Tableau 5.6: Les armatures transversales des poteaux.

➤ **Recouvrement :**

la longueur de recouvrement minimal donnée par le RPA99 V2003 est de 40ϕ en zone I :

ϕ (mm)	L_r (cm)	L_r choisi(cm)
20	80	80
16	64	65

Tableau 5.7 : Ferrailage transversal des poteaux

➤ Schéma de ferrailage : Poteau (65x65)cm²

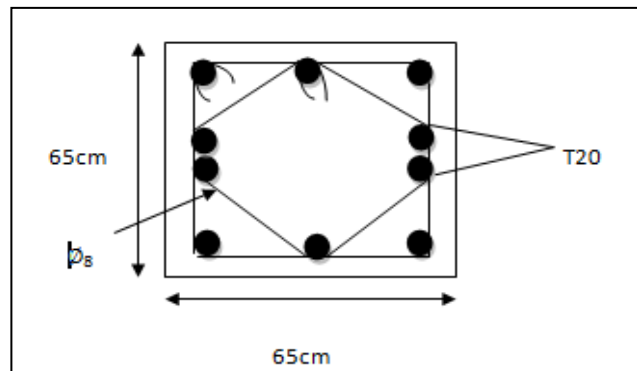


Figure 5.1 : Ferrailage des poteau de RDC

5.3. Les poutres :

5.3.1. Combinaisons d'actions:

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G+1,5Q & \text{ELU} \\ G+Q & \text{ELS} \end{array} \right.$$

Combinaison accidentelles selon le RPA 99 v 2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8.G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right.$$

5.3.2. Recommandation du RPA99 (version 2003a):

➤ Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les

forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 φ en zone I.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

Avec : B : Section de la poutre

➤ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \times b \times S$$

Avec

b : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S = \frac{h}{2}$

5.3.3. Les sollicitations des poutres :

Le tableau présente les sollicitations maximales sous toutes les combinaisons :

	ELU		ELS		G+Q+E		0,8*G+Q		Tmax
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	
p.p(35×45)	47,64	98,71	50,15	79,23	50,19	88,72	60,02	68,26	149,55
p.s(30×40)	65,05	72,48	47,59	77,99	47,59	53,71	33,76	38,85	88,16

Tableau 5.8 : Sollicitations des poutres

5.3.4. Ferrailage longitudinale

5.3.4.1. Poutre principale :

b = 35 cm

h=45cm

d = 0,9h

d = 40,5cm

d'=0,1×h

d'=0,45cm

➤ **Les contraintes :**

fbc = 14,17 Mpa ;

σst = 347,83 Mpa

➤ **ELU :**

✓ **En travée :**

$$M_{ut} = 47,64 \text{ KN.m} = 0,04764 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,04764}{0,35 \times 0,405^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0586 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0586)})$$

$$\alpha = 0,076$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,405 (1 - 0,4 \times 0,076)$$

$$Z = 0,393 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,04764}{0,393 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 3,48 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,35 \times 0,405 \times 2,1 / 400 = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,48 \text{ cm}^2 \geq 1,71 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

• **Section minimum du RPA :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \times h) = 7,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{st \text{ min}}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \text{ min}}$:

donc le ferrailage choisit est : 6T14=9,24 cm²

✓ **En appui :**

$$M_{ut} = 98,71 \text{ KN.m} = 0,09871 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,09871}{0,35 \times 0,405^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,121 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_u)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,121)})$$

$$\alpha = 0,162$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,405 (1 - 0,4 \times 0,162)$$

$$Z = 0,379 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,09871}{0,379 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 7,49 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,35 \times 0,405 \times 2,1 / 400 = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,32 \text{ cm}^2 \geq 1,71 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

- **Section minimum du RPA :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \times h) = 7,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{st \text{ min}}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \text{ min}}$:

donc le ferrailage choisit est : 6T16=12,06 cm²

- **ELS :**

- ✓ **En travée :**

simple armature \longrightarrow Asc = 0

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

$$x = 15 \times \frac{9,24}{35} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 35 \times 40,5 \times 9,24}{15 \times (9,24)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 14,38 \text{ cm}$$

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

$$I = 35 \times \frac{14,38^3}{3} + 15 \times 9,24 (40,5 - 14,38)^2$$

$$I = 129251,989 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times M_s}{I} = \frac{0,1438 \times 0,04764}{129251,989 \times 10^{-8}} = 5,30 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{CV}$$

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,04764 \times (0,1438 - 0,045)}{129251,989 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 54,62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,04764 \times (0,405 - 0,1438)}{129251,989 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 144,41 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{sc}; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{CV}$$

✓ **En appui :**

$$\text{simple armature} \longrightarrow \text{Asc} = 0$$

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

$$x = 15 \times \frac{12,06}{35} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 35 \times 40,5 \times 12,06}{15 \times (12,06)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15,93 \text{ cm}$$

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

$$I = 35 \times \frac{15,93^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (40,5 - 15,93)^2$$

$$I = 156368,805 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times M_s}{I} = \frac{0,1593 \times 0,07923}{156368,805 \times 10^{-8}} = 8,071 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{CV}$$

• **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,07923 \times (0,1593 - 0,045)}{156368,805 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 86,87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,07923 \times (0,405 - 0,1593)}{156368,805 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 186,74 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{sc}; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{CV}$$

• **Armatures maximales :**

selon le RPA99V2003 :

A max = 4% (b × h) = 63cmzone courante.

A max = 6% (b × h) = 94,5cmzone de recouvrement.

• **Armatures transversal:**

Calcul de \emptyset_t : Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par:

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min (1,28 ; 1,4 ; 3,5)$$

$$\phi_t = 1,28 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$ donc : $\phi 8$.

- **Calcul des espacements entre les armatures** : Selon le RPA99V2003 :

✓ **Zone nodal** :

$$St = \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (11,25; 16,8 ; 30 \text{ cm})$$

$$St = 11 \text{ cm.}$$

✓ **Zone courante** :

$$St' \leq \frac{h}{2}$$

$$St' \leq 22,5 \text{ cm}$$

$$St' = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement** :

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

T : Effort tranchant de la section étudiée.

b : La largeur de la section de la poutre.

d : La hauteur utile.

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0,14955}{0,45 \times 0,35} = 0,95 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,33 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

- **La longueur minimale de recouvrement** : $L_r = 40 \phi$ en zone I

ϕ [mm]	L_r [cm]	L_r choisis [cm]
14	56	60
16	65	70

Tableau 5.9 : Longueurs de recouvrement

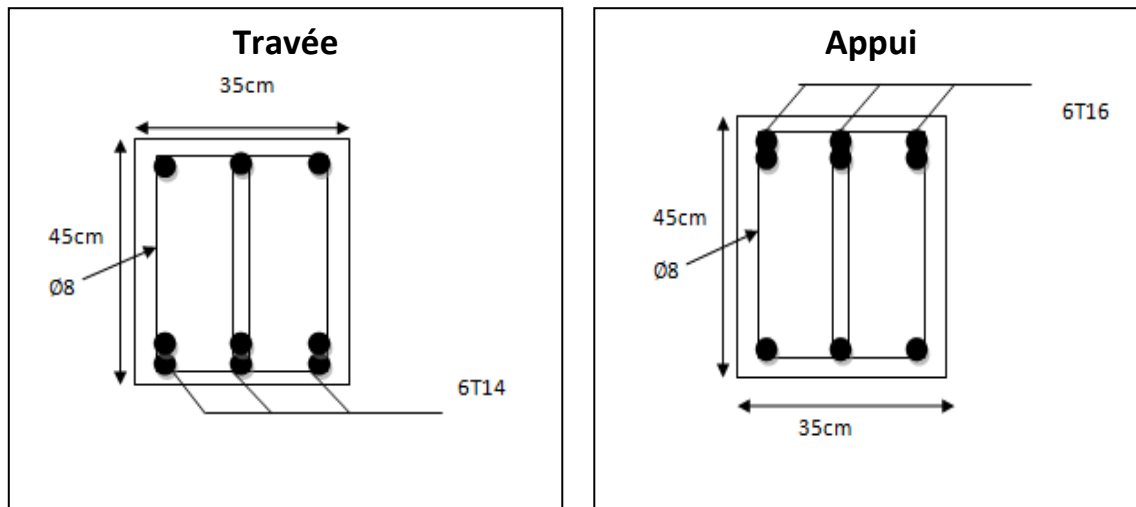


Figure 5.2: ferrailages de la poutre principale

5.3.4.2. Poutre secondaires :

$$b = 30 \text{ cm} ; \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$d' = 0,1 \times h = 4 \text{ cm}$$

➤ **Les contraintes :**

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; \quad \sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$$

➤ **ELU:**

✓ **En travée:**

$$M_{ut} = 65,05 \text{ KN.m} = 0,06505 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,06505}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0425 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_u)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0425)})$$

$$\alpha = 0,0543$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,0543)$$

$$Z = 0,352 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,06505}{0,352 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 5,31 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1/400 = 1,304 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 5,31 \text{cm}^2 \geq 1,304 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

- **Section minimum du RPA :**

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

$$A_{st} < A_{st \min}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \min}$:

donc le ferrailage choisit est : 4T14=6,16cm²

- ✓ **En appui :**

$$M_{ut} = 72,48 \text{ KN.m} = 0,07248 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,07248}{0,3 \times 0,36 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,048 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_u)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,048)})$$

$$\alpha = 0,0615$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,0615)$$

$$Z = 0,351$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,07248}{0,351 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 5,94 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,35 \times 0,405 \times 2,1/400 = 1,71 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 2,32 \text{cm}^2 \geq 1,71 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

- **Section minimum du RPA :**

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

$$A_{st} < A_{st \min}$$

selon le RPA99 v2003 en ferraille avec $A_{st \min}$:

donc le ferrailage choisit est : 6T16=12,06cm²

- **ELS :**

- ✓ **En travée :**

simple armature \longrightarrow Asc = 0

$$x = n \times \frac{Ast + Asc}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times Ast + d' Asc}{n(Ast + Asc)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{8,04}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 8,24}{15 \times (8,04)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 13,46 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + nAsc(x - d')^2 + nAst(d - x)^2$$

$$I = 30 \times \frac{13,46^3}{3} + 15 \times 8,04(40,5 - 13,46)^2$$

$$I = 85656,72 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times Ms}{I} = \frac{0,1346 \times 0,04759}{85656,72 \times 10^{-8}} = 7,48 \text{ MPa}$$

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

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

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times Ms \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,04764 \times (0,1346 - 0,04)}{85656,72 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 78,92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times Ms \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,04764 \times (0,36 - 0,1346)}{85656,72 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 188,04 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{sc} ; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{CV}$$

- ✓ **En appui :**

$$\text{simple armature} \longrightarrow \text{Asc} = 0$$

$$x = n \times \frac{Ast + Asc}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times Ast + d' Asc}{n(Ast + Asc)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{10,65}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 10,65}{15 \times (10,65)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15,66 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + nAsc(x - d')^2 + nAst(d - x)^2$$

$$I = 30 \times \frac{14,97^3}{3} + 15 \times 10,65(36 - 14,97)^2$$

$$I = 135585,689 \text{ m}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x \times M_s}{I} = \frac{0,1566 \times 0,07799}{135585,689 \times 10^{-8}} = 9,01 \text{MPa}$$

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

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

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x - d')}{I} = \frac{15 \times 0,07799 \times (0,1566 - 0,04)}{135585,689 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sc} = 100,60 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0,07799 \times (0,36 - 0,1566)}{135585,689 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 175,496 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 10 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sc} ; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{CV}$$

- **Armatures maximales :**

selon le RPA99V2003 :

A max = 4% (b × h) = 48cmzone courante.

A max = 6% (b × h) = 72cmzone de recouvrement.

- **Armatures transversal:**

Calcul de \emptyset_t : Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par:

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_{\min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min (1,14 ; 1,4 ; 3)$$

$$\emptyset_t = 1,14 \text{cm}$$

On prend : $\emptyset = 8 \text{mm}$ donc : $\emptyset 8$.

- **Calcul des espacements entre les armatures :**

Selon le RPA99V2003 :

- ✓ **Zone nodal :**

$$St = \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \emptyset ; 30 \text{cm} \right)$$

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30 \text{cm})$$

$$St = 10 \text{cm}.$$

- ✓ **Zone courante :**

$$St' \leq \frac{h}{2}$$

$$St' \leq 20 \text{cm}$$

$$St' = 20 \text{cm}$$

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

T : Effort tranchant de la section étudiée.

b : La largeur de la section de la poutre.

d : La hauteur utile.

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0,08816}{0,4 \times 0,3} = 0,73 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,33 \longrightarrow \text{CV}$$

• **La longueur minimale de recouvrement :**

Lr = 40 Φ en zone I

Φ [mm]	Lr [cm]	Lr choisis [cm]
14	56	60
16	65	70

Tableau 5.10 : Longueurs de recouvrement

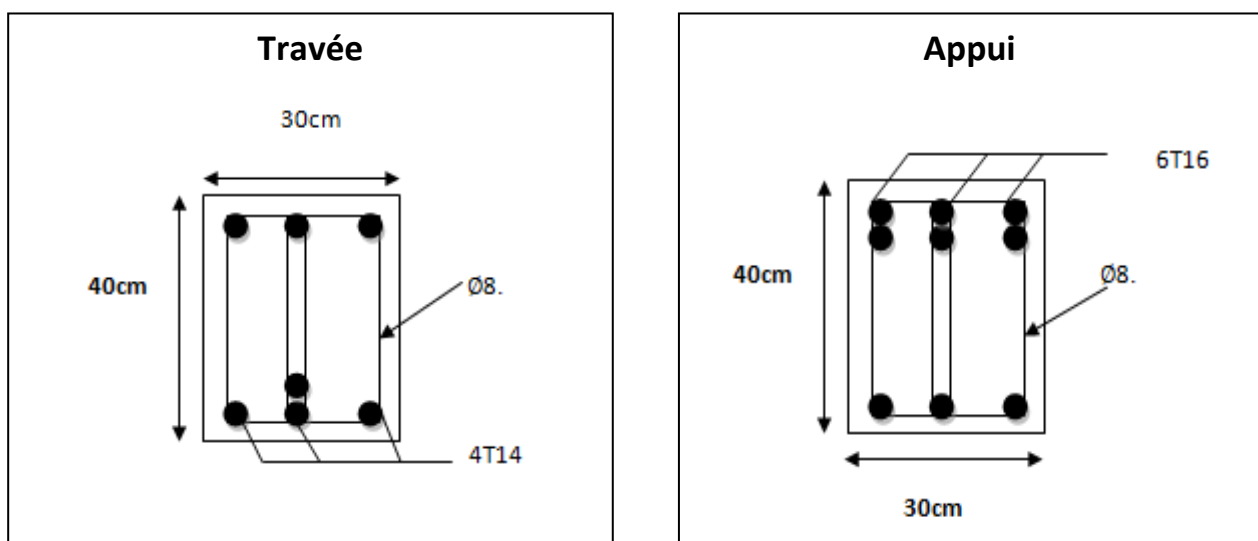


Figure 5.3 : Ferrailages de la poutre secondaire

Poutre	Ferrailag Amin [cm ²]	Long				Ferrailag transv		
		Travée		Appuis		Φ (mm)	St (zone nodale) (cm)	St (zone courant (cm)
		Acal	Choix	Acal	Choix			
PP(RDC)	7,87	3,48	4T16	7,49	6T16	8	11	20
Pp(étage)	7,87	3,60	4T16	9,20	6T16	8	11	20
PS(RDC)	6	5,31	4T14	5,94	6T16	8	10	20
PS(étage)	6	4,769	4T14	5,70	6T16	8	10	20

Tableau 5.11: Récapitulatif des ferrailages des poutres

5.4. Les voiles :

5.4.1. Introduction :

Un voile comme une dalle, est un élément de structure dont l'épaisseur à une dimension largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur un même plan.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique du sous-sol.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures horizontales.
- Armatures verticales.
- Armatures transversales.

5.4.2. Combinaisons des charges :

Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Selon RPA99V2003 : Les combinaisons accidentelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

5.4.3. Les recommandations du RPA99V2003 :

- Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion , Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min}=0,2\% \times e \times l_t$

Avec

l_t : longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

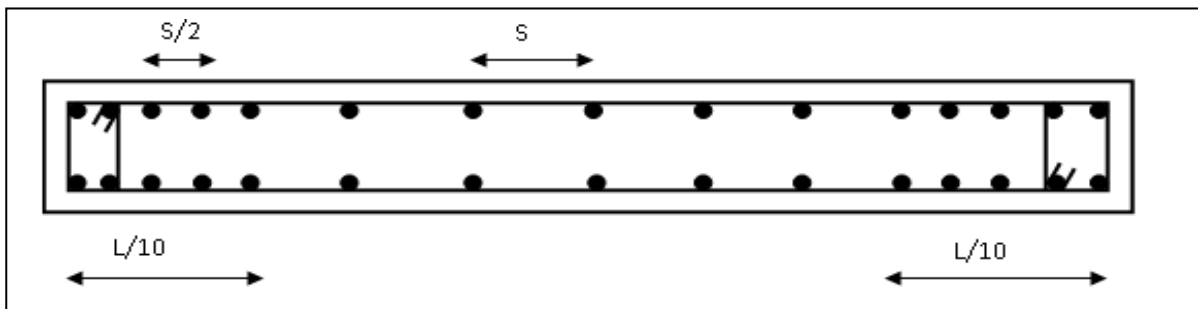


Figure 5.4 :Disposition des armatures verticales

➤ **Les armatures horizontales :**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit dans le cas où il existe des talons de rigidité.

➤ **Armatures transversales :**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

➤ **Armature de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A = 1,1 \times \frac{T}{f_e} \text{ Avec } T = 4,1\bar{T}$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5.4.4. Règles communes :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99V2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est :

- Globalement dans la section du voile de 0,15%.
- En zone courante 0,10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales sont vérifiées en utilisant la formule suivante :

$$st \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm}).$$

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est positif.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons d'actions.

5.4.5. Disposition des voiles :

La répartition des voiles est présentée dans la figure suivante :

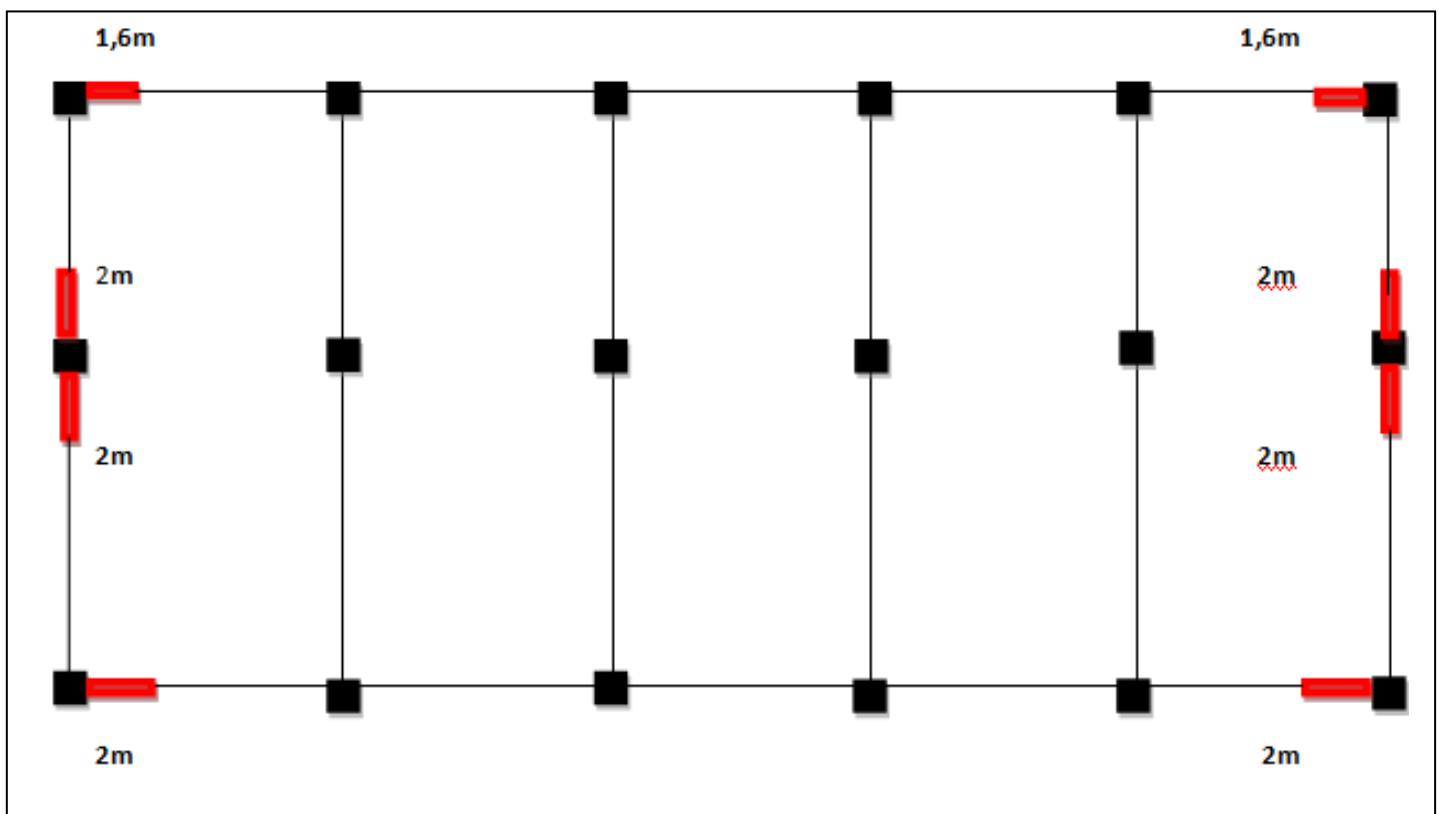


Figure 5.5 : Disposition des voile

5.4.6. Pré dimensionnement des voiles :

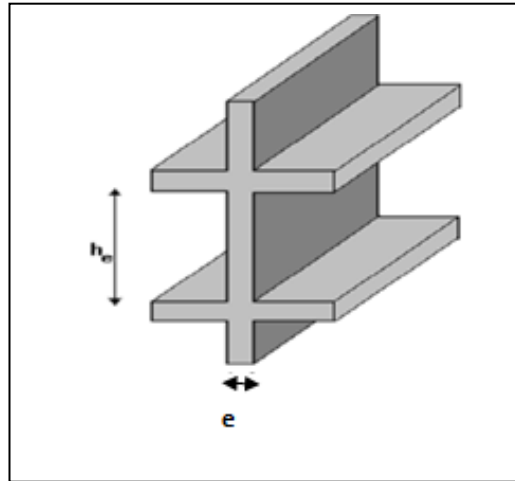


Figure 5.6: coupe des voile

h_e : hauteur d'étage .
 e : épaisseur de voile.

Sens	Niveau	Voile	épaisseur	Hauteur
X-X	RDC+Etage	2m	0,2m	3,06
	RDC+Etage	1,6m	0,2m	3,06
Y-Y	RDC+Etage	2m	0,2m	3,06

Tableau 5.12 : Pré dimensionnement des voiles

5.4.7. Sollicitation des murs voile :

Dans le tableur suivant on va regrouper les sollicitations obtenu par logiciel SAP 2000 :

• Sens x-x :

	Niveau	Combinaison	$F_{11}(KN)$	$M_{11}(KN.m)$	$F_{22}(KN)$	$M_{22}(KN.m)$	$V_{max}(KN)$
RDC + Etage	L=2	ELU	522,12	8,16	104,42	1,63	9,10
		ELS	482,17	7,08	96,43	1,42	
		G+Q+E	476,98	6,97	95,49	1,39	
		0,8G+E	412,40	6,53	82,48	1,31	
RDC + Etage	L=1,6	ELU	472,40	8,07	94,44	1,62	8,62
		ELS	440,60	8,08	88,09	1,62	
		G+Q+E	343,34	6,13	86,87	1,23	
		0,8G+E	367,82	4,42	73,56	0,88	

Tableau 5.13 :Sollicitation des murs voile sens x-x.

✓ Sens y-y :

Niveau	Longueur	Combinaison	F ₁₁ (KN)	M ₁₁ (KN.m)	F ₂₂ (KN)	M ₂₂ (KN.m)	V _{max} (KN)
RDC + Etage	L=2m	ELU	559,79	15,84	111,96	3,18	9,38
		ELS	496,32	11,56	99,26	2,31	
		G+Q+E	472,29	11,56	94,46	2,31	
		0,8G+E	416,77	8,25	83,35	1,65	

Tableau 5.14 :Sollicitation des murs voile sens y-y.

5.4.8. Vérification sous les sollicitations tangentes:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} \longrightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 5\text{Mpa}$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{\bar{V}}{b_o \times d} \quad \bar{V} = 1,4 \times V$$

V : L'effort tranchant maximum.

b_o : La longueur de voile.

d : Hauteur utile. → d=0,9h → h=0,2m → d=0,18m

f_{c28}=25 MPa

	V _{max} (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)	Observation
Sens X-X	9,10	0,071	5	CV
	8,68	0,084	5	CV
Sens Y-Y	9,38	0,073	5	CV

Tableau 5.15 :vérification sous les sollicitations tangentes

5.4.9. Ferrillages des murs voile :

Le ferrillage des voiles se fait à la flexion composée d'une bonde de section(0,2×1ml)

On va prendre un seul exemple pour calcul le ferrillage, et les autres sont calculés à l'aide de logiciel SAP 2000 .

Notre exemple de calcul sera le voile de 2m sens Y-Y .

➤ Calcule des armatures longitudinales :

$$M_u = 0,00318 \text{ MN.m}$$

$$N_u = 0,1198 \text{ MN}$$

$$b = 1 \text{ ml}$$

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$d = 0,18 \text{ m}$$

$$d' = 0,02$$

$$\mu_R = 0,392$$

$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,00318}{0,1198} = 0,0265 \text{ m} < \frac{0,2}{2} = 0,1 \longrightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section ,il faut vérifier la condition suivant :

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,0265 + \frac{0,2}{2} - 0,02 = 0,0212 \text{ m}$$

• **Le moment fictive Ma:**

$$Ma = Nu \times e_a = 0,1198 \times 0,0212 = 0,0025 \text{ MN.m}$$

$$Nu \times (d-d') - Ma = 0,1198 \times (0,18-0,02) - 0,0025 = 0,0167 \text{ MN.m}$$

$$(0,337-0,81 \times \frac{d'}{h}) \times bh^2 f_{bc} = (0,337-0,81 \times \frac{0,02}{0,2}) \times 1 \times 0,2^2 \times 14,17 = 0,146 \text{ MN.m}$$

$$(0,337-0,81 \times \frac{d'}{d}) \times bd^2 f_{bc} = (0,337-0,81 \times \frac{0,02}{0,18}) \times 1 \times 0,18^2 \times 14,17 = 0,113 \text{ MN.m}$$

$$Nu \times (d-d') - Ma = 0,0167 < (0,337-0,81 \times \frac{d'}{d}) \times bd^2 f_{bc} = 0,113$$

Donc Domaine 2 :section partiellement comprimée avec armature inferieur tendue

• **ELU :**

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,0025}{1 \times 0,18^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,00545 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_u)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,00545)})$$

$$\alpha = 0,0068$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0068)$$

$$Z = 0,179 \text{ m}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{Z} \pm N_u \right) = \frac{1}{347,826} \times \left(\frac{0,0025}{0,179} - 0,1198 \right) = -0,00031 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est négatif , alors on va ferrailer avec le min du RPA99 v2003

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times 1 \times 0,2 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On chaise: } A_1 = 4,52 = 4T12$$

➤ **Armatures transversals:**

$$V_{max} = 9,38 \text{KN}$$

$$\frac{A_t}{h \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

• **Escapement:**

Solon RPA : $S_t = \min(1,5 \times b; 30 \text{cm}) = 30 \text{cm}$

$$\tau_u = \frac{1,4V}{b \times d} = 0,073 \text{Mpa}$$

$$A_t = 0,14 \text{cm}^2$$

On choies: $A_t = 3,14 = 4T10$

• **ELS:**

$$e \geq \frac{h}{6} = \frac{0,2}{6} = 0,033 \text{m}$$

✓ **N effort de compression :**

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$e_1^3 + p \times e_1 + q = 0$$

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \left(0,033 - \frac{0,2}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 4,52 \times 10^{-4}}{1} \left(0,033 - \frac{0,2}{2} + 0,18 \right)$$

$$p = -8,87 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(0,033 - \frac{0,2}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 4,52 \times 10^{-4}}{1} \left(0,033 - \frac{0,2}{2} + 0,18 \right)^2$$

$$q = -1,12 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} = 9,48 \text{cm}$$

$$x = \frac{0,2}{2} + 0,0948 - 0,033 = 16,18 \text{cm}$$

$$s = \frac{bx^2}{2} + nA_2(x - d') - nA_1(d - x)$$

$$s = \frac{1 \times 0,1618^2}{2} - 15 \times 4,52 \times 10^{-4} (0,18 - 0,1618)$$

$$s = 129,66 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{s} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,09926 \times 0,1618}{0,012966} = 1,24 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15$$

$$\sigma_{st} = \frac{nN_s(d-x)}{s} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,09926 \times (0,18 - 0,1618)}{0,012966} = 2,09 \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,826$$

➤ **Recouvrement des murs voiles :**

$\Phi(\text{mm})$	$L_r=40\phi$ (cm)	L_r choisie (cm)
12	48	50
10	40	45

Tableau 5.16 : Recouvrement des murs voiles

➤ **schéma de ferrailage :**

➤

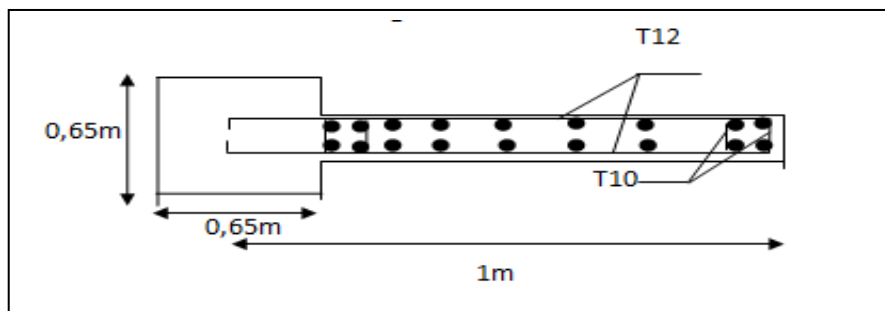


Figure 5.7 : Ferrailages des murs voiles

➤ **Ferraillage des murs voiles**

Voile	langue	Ferraillage	A min(cm ²)	A choisi (cm ²)	St (cm)
Sens X-X RDC+Etage	L=2m	Longitudinale	3	4T12	30
		Transversal	3	4T10	30
Sens X-X RDC+Etage	L=1.6m	Longitudinale	2.4	4T12	30
		Transversal	2.4	4T10	30
Sens Y-Y RDC+Etage	L=2m	Longitudinale	3	4T12	30
		Transversal	3	4T10	30

Tableau 5.17 : Récapitulatif des ferraillages des voiles

5.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a calculé le ferraillage des éléments principaux (poteau, poutre et voiles) à l'aide des codes de calcul BAEL et RPA sous sollicitation normales et tangentes à est obligatoire durable économique vis à vis au chargement .

on utilisant le logiciel SAP2000 pour la détermination des efforts internes et la confirmation des résultats trouvés.

CHAPITRE 06 :

***ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE***

6.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments de la structure encastrée dans sol. Elle a pour objet la transmission des différentes charges des éléments de la superstructure au sol.

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- 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

6.2. Types de fondations :

Type des fondations existantes :

6.2.1. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

6.2.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

6.3. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend de plusieurs facteurs à savoir :

- Les charges transmises par la structure au sol.
- Le nombre et la répartition des éléments porteurs verticaux.
- La capacité portante du sol.
- La profondeur du sol résistant.
- La nature du sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1,6 bars pour une profondeur 1,5 m.

6.4. 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 :

- $(1.35 \times G) + (1.5 \times Q)$
- $G \pm Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

6.5. Etude des Semelles isolées :

6.5.1. Pré dimensionnement des semelles isolées:

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$\frac{N_s}{A \cdot B} \leq \sigma_{adm}$$

N_s : Effort normal maximal à l'ELS.

(a ; b) : les dimension du poteaux .

(A ; B) : les dimension de la semelle isolée .

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol .

➤ Les dimension de la semelle isolée :

$$\sigma_{adm} = 1,6 \text{ bars} = 160 \text{ Kpa}$$

$$\frac{N_s}{A^2} \leq \sigma_{adm} \longrightarrow \frac{N_s}{\sigma_{adm}} \leq A^2 \longrightarrow A^2 \geq \frac{1.8313}{0.16} \longrightarrow A \geq 3,83 \text{ m}$$

On adapte : $A = 4 \text{ m}$

Une semelle isolée : $(A \times B) = (40 \times 40) \text{ m}^2$

6.5.2. Vérification de chevauchement entre semelle isolée :

$$S_{semelle} = A \times B \times n = 4 \times 4 \times 18 = 288 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 8,35 \times 23,20 = 193,72 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} > S_{batiment}$$

Donc le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer à des semelles filantes.

6.6. Etudes des semelles filantes :

On choisit une semelle filante située sous un portique central de six poteaux :

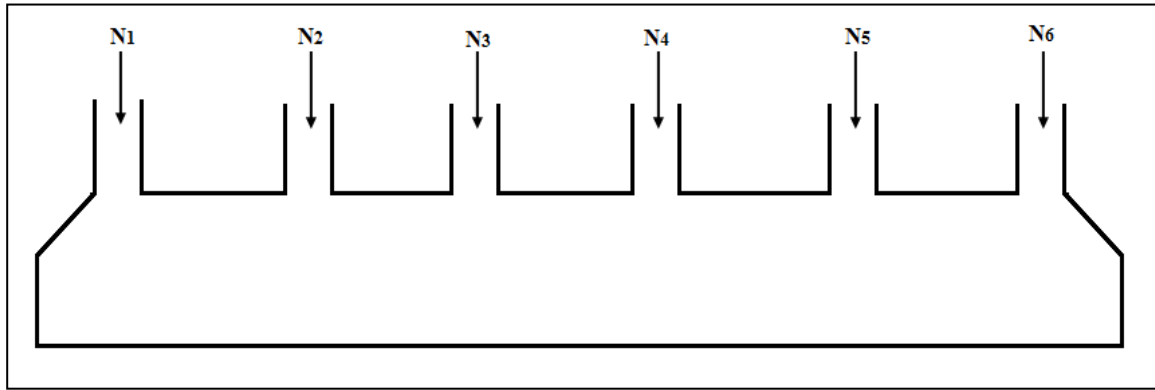


Figure 6.1: Semelle filante sous portique central.

6.6.1. Pré dimensionnement des semelles filantes :

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

Avec : ($\sum N_i$): 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 $\longrightarrow L = 23,20 \text{ m}$

(B) : La largeur de la semelle filante.

($\bar{\sigma}_{Admissible}$) : Contrainte admissible du sol $\longrightarrow \bar{\sigma}_{Admissible} = 0,16 \text{ MPa}$

$$N_s = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6$$

$$N_s = 814,126 + 1483,232 + 2254,905 + 2255,866 + 1486,519 + 820,627 = 9115,275 \text{ KN}$$

➤ **La largeur de la semelle filante :**

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \frac{9,115275}{23,20 \times B} \leq 1,6 \longrightarrow B \geq \frac{9,115275}{23,20 \times 0,16} \longrightarrow B \geq 2,46 \text{ m}$$

On adopté une semelle filante de $(23,20 \times 4,50) \text{ m}^2$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 0,4625 \text{ m}$$

on prend $d = 0,50 \text{ m}$

$$h_t = d + 5 = 0,55 \text{ m}$$

6.6.2. Vérification de chevauchement entre semelles filantes :

Si on adopte la même largeur ($B = 2,50 \text{ m}$) pour toutes les semelles filante de la structure, la surface totale des semelles filantes égales à :

$$S_{(Semelles\ filantes)} = (L_{(Totale)} \times B) = (23,20 \times 4,50) = 104,4 \text{ m}^2$$

$L_{(Totale)}$: La longueur totale des semelles filantes $\longrightarrow L (Totale) = 23,20 \text{ m}$

$S_{(Bâtiment)} = 193,72 \text{ m}^2$

Il faut vérifier que : $\frac{S_{(semelle \text{ filante})}}{S_{(Bâtiment)}} \leq 50\%$

$\frac{58}{193,72} = 54 \% \leq 50\% \longrightarrow$ La condition n'est pas vérifiée.

➤ **Conclusion :**

La surface totale des semelles dépassent 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

6.7. Etudes d'un radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée des poids propre du radier. Le radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol, 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

6.7.1. Modélisation du radier :

La modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, comme élément plaque Sursol élastique.

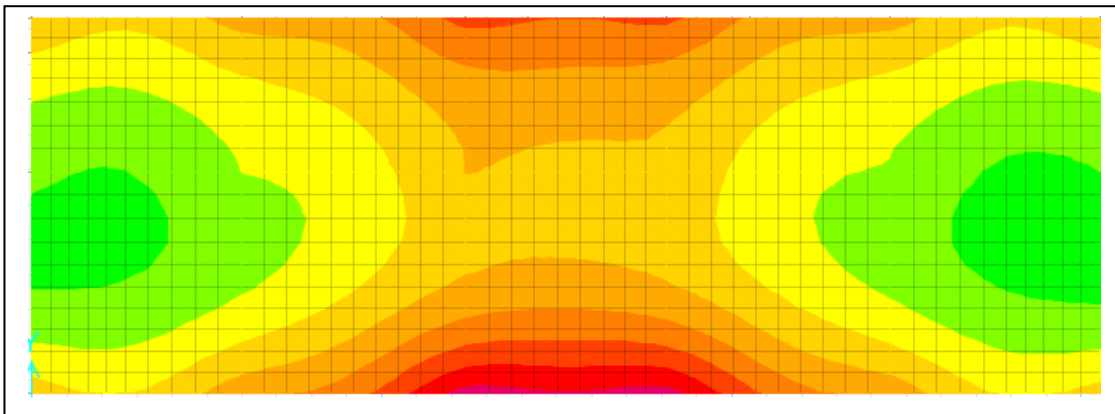


Figure 6.2 : modélisation du radier.

6.7.2. Pré dimensionnement du radier :

➤ **Condition de coffrage :**

- Pour la dalle :

$$h_r \geq \frac{l_{max}}{20}$$

avec : (h_r) : La hauteur du radier dalle.

(L (max) : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Dans notre structure, la grande portée entre deux poteaux est de : L (max) = 4,80 m

$$h_r \geq \frac{480}{20} \longrightarrow h_r \geq 24\text{cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_r = 30\text{cm}$$

• **Pour les nervures :**

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{4,80}{10}$$

avec : (h_n) est la hauteur de la nervure.

l_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs : ($l_{\max}=4,80\text{m}$.)

$$h_n \geq \frac{480}{10} \longrightarrow h_n \geq 48\text{cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_n = 60\text{cm}$$

➤ **Calcul de la surface du radier :** Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$S_{(\text{radier})} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{adm}}} \quad \text{et} \quad S_{(\text{Batiment})} \geq S_{(\text{radier})}$$

Avec : (N_s) : La charge totale de la superstructure à ELS.

$$(N_s) : \text{Donné par logiciel de calcul (Sap2000)} \longrightarrow N_s = 2,59239 \text{ MN}$$

$$(\bar{\sigma}_{\text{Admissible}}) : \text{Contrainte admissible du sol} \longrightarrow \bar{\sigma}_{\text{Admissible}} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$(S_{\text{Bâtiment}}) : \text{La surface du bâtiment} \longrightarrow S_{\text{(Bâtiment)}} = 193,72 \text{ m}^2$$

$$S_{(\text{radier})} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{adm}}} \longrightarrow S_{(\text{radier})} \geq \frac{2592,39}{0,16} \longrightarrow S_{(\text{radier})} \geq 16,202 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de débordement :** La dimension du débord est donnée comme suite :

$$L_d \geq \text{Max}\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) \quad \text{Avec : } (h_d) : \text{La hauteur du radier dalle} \longrightarrow (h_d = 60 \text{ cm})$$

$$L_d \geq \text{Max}\left(\frac{30}{2}; 30\text{cm}\right) \longrightarrow L_d \geq \text{Max}(15; 30\text{cm}) \quad \text{On adopté un débord de} \longrightarrow (L_d = 1\text{m})$$

6.7.3. Vérification nécessaire :

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma = Z_{\max} \times K \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$ à ELS

$$\sigma = Z_{\max} \times K \leq 1,33 \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \text{à ELU}$$

Avec : (Z_{\max}) : Tassement maximal au niveau du radier à ELS et ELU.

$$Z_{S(\max)} = 0,0046\text{m} \quad (\text{Donné par SAP2000 à ELS}).$$

$$Z_{U(\max)} = 0,00768\text{m} \quad (\text{Donné par SAP2000 à ELU}).$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} : \text{Contrainte admissible du sol} \longrightarrow \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,16\text{Mpa}$$

$$(K) : \text{le Coefficient de BALLAST.} \longrightarrow K = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 32 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{(\text{ELS})} = 0,00768 \times 32 \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,16$$

$$\sigma_{(\text{ELS})} = 0,24576 > \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,16\text{Mpa} \longrightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\sigma_{(\text{ELU})} = 0,01044 \times 32 \leq 1,33 \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 1,33 \times 0,16$$

$\sigma_{(ELU)} = 0,33408 > \bar{\sigma}_{adm} = 0,2128\text{Mpa}$ → La condition n'est pas vérifiée.

Nous avons augmenté la hauteur du radier dalle et nous avons obtenu les résultats suivants :

Proposition 1 :

hd= 30 cm

hn = 60 cm

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol, donc on augmente les valeurs.

Proposition 2 :

hd= 50 cm

hn = 80 cm

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol, donc on augmente les valeurs.

Proposition 3 :

hd= 70 cm

hn = 110 cm

Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.

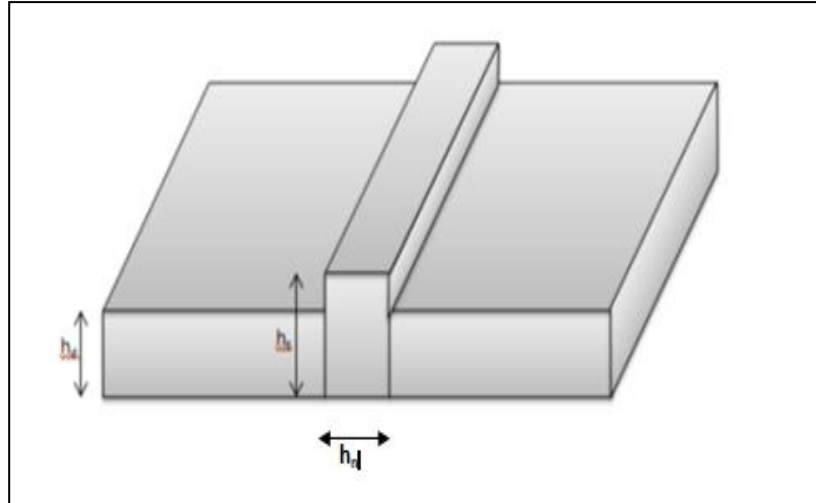


Figure 6.3 : dimension du radier

➤ **Vérification au poinçonnement :** D'après C.B.A.93 :

Il faut vérifier la condition suivante : $N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times h_r$

(N_u) : charge maximale appliquée par les poteaux sur les radiers.

(μ_c) : Périmètre du contour cisaille sur le plan moyen du radier.

(h_r): La hauteur du radier dalle

Avec : $N_u = 3550,74 \text{ KN}$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5$$

- $h_r = 60 \text{ cm}$
- $\mu_c = 2(U + V) = 3764,14$
- $\left\{ \begin{array}{l} U = a + h_0 = 0,65 + 1 = 165 \text{ cm} \\ v = b + h_0 = 0,65 + 1 = 165 \text{ cm} \end{array} \right.$
- $\mu_c = 2(165 + 165) = 660 \text{ cm}$
- $Q_u = 0,045 \times 6,60 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 1 = 5775 \text{ KN}$
- $N_u = 3550,74 \leq 5775 \text{ KN} \longrightarrow \text{CV}$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement** : D'après RPA99/Version2003

Il faut vérifier la condition suivante : $e = \frac{M}{N_s} < \frac{B}{4}$

Avec : (M) : moment de renversement suivant chaque direction (D'après SAP2000)

(N_s) : Effort normal total à L'ELS.

$$e = \frac{M}{N_s} = \frac{90,5997}{2592,39} = 0,0349 \longrightarrow e < \frac{B}{4} = \frac{23,20}{4} = 5,5 \longrightarrow \text{CV}$$

Il y a aucun risque de renversement.

6.7.4. 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	
M_{\max}		M11(KN.m)	M22(KN.m)	M11(KN.m)	M22(KN.m)
Dalle	Appuis	284,8151	289,3375	255,9905	326,6146
	Travée	446,153	370,4722	280,2796	210,7229
Nervure	Appuis	719,7356	731,5948	493,942	350,9464
	Travée	521,7154	695,1483	387,123	322,789

Tableau 6.1 : Sollicitations du radier.

6.7.5. Calcul de ferrailage :

6.7.5.1. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1x0,70) m² et en deux directions.

➤ **Ferraillage suivant Lx :**• **En appuis :**- **ELU :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,2848151}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,05064$$

$0,05064 < 0,392 \longrightarrow$ Section à simple armatures.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05064})$$

$$\alpha = 0,06499$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,63(1 - 0,4 \times 0,06499) = 0,6136 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,2848151}{0,6136 \times 347,83} = 13,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 13,34 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99 v2003 choisit est: 8T16 = 16,08 cm²

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,63 \times 2,1/400 = 7,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 16,08 \text{ cm}^2 \geq 7,61 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

❖ **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33) \text{ cm B.A.E.L 91 ; } h = 70 \text{ cm} \longrightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 10,9 \text{ cm.}$$

- **ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0,2848151}{0,2559905} = 1,1126$$

$$\alpha = 0,06499 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,3063 \longrightarrow \text{CV}$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées.

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

• **En travée :**- **ELU :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,446153}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,0793$$

$0,0793 < 0,392 \longrightarrow$ Section à simple armatures.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0793})$$

$$\alpha = 0,1034$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = 0,63(1-0,4 \times 0,1034) = 0,6039 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,446153}{0,6039 \times 347,83} = 21,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 21,24 \text{ cm}^2$$

selon le RPA99 v2003 choisit est : 8T20 = 25,13 cm²

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,63 \times 2,1 / 400 = 7,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 25,13 \text{ cm} \geq 7,61 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$$

❖ **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33) \text{ cm} \longrightarrow \text{B.A.E.L 91 ; } h=70 \text{ cm } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 10,9 \text{ cm.}$$

- **ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0,446153}{0,2802796} = 1,592$$

$$\alpha = 0,1034 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,5459 \longrightarrow \text{CV}$$

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 :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,2893375}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,05145$$

$$0,05145 < 0,392 \longrightarrow \text{Section à simple armatures.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05145})$$

$$\alpha = 0,0661$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = 0,63(1-0,4 \times 0,0661) = 0,6134 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,2893375}{0,6134 \times 347,83} = 13,56 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 13,56 \text{ cm}^2$$

selon le RPA99 v2003 choisit est : 8T16 = 16,08 cm²

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,63 \times 2,1 / 400 = 7,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 16,08 \text{ cm} \geq 7,61 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$$

❖ **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33) \text{cm} \longrightarrow \text{B.A.E.L 91; } h= 70\text{cm } S_t \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = 10,9\text{cm.}$$

- **ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0,2893375}{0,3266146} = 0,886$$

$$\alpha = 0,0661 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,1929 \longrightarrow \text{CV}$$

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 :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,3704722}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,0659$$

$$0,0659 < 0,392 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Section à simple armatures.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0659})$$

$$\alpha = 0,08528$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,63(1 - 0,4 \times 0,08528) = 0,6085 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,3704722}{0,6085 \times 347,83} = 17,5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 17,5 \text{ cm}^2$$

selon le RPA99 v2003 choisit est : 8T20 = 25,13 cm²

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,63 \times 2,1 / 400 = 7,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2 \geq 7,61 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

❖ **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33) \text{cm} \longrightarrow \text{B.A.E.L 91; } h= 70\text{cm } S_t \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = 10,9\text{cm.}$$

- **ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0,3704722}{0,2107229} = 1,758$$

$$\alpha = 0,08528 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,6291 \longrightarrow \text{CV}$$

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 :**

$$A_{st \min} = 0,5\%(b \times h) = 35 \text{ cm}^2$$

La section de la dalle de petite ferrailage $\longrightarrow A_{st} = 8T16 + 8T16 = 32,16 > 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV.}$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{0,32315}{1 \times 0,63} = 0,51294 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\overline{\tau_{u \min}} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow \text{CV}$$

	Lx		Ly	
	Appui	Travée	Appui	Travée
Ferrailage	8T16	8T20	8T16	8T20
Espacement (cm)	10,9	10,5	10,9	10,5

Tableau 6.2 : ferrailage de la dalle

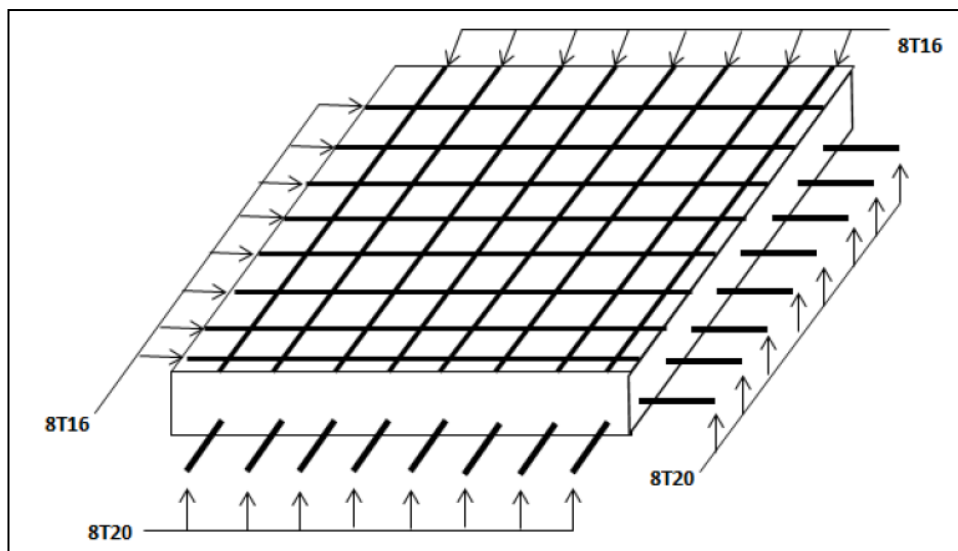


Figure 6.4 : Schéma de ferrailage de radier.

6.7.5.2. Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire :

➤ **Ferrailage suivant Lx :**• **En appuis :**- **ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,7197356}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,128$$

0,128 < 0,392 → Section à simple armatures.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,128})$$

$$\alpha = 0,1718$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,63(1 - 0,4 \times 0,1718) = 0,5867 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,7197356}{0,5867 \times 347,83} = 35,27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 35,27 \text{ cm}^2$$

selon le RPA99 v2003 choisit est : 8T25 = 39,27 cm²

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,63 \times 2,1 / 400 = 7,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 39,27 \text{ cm} \geq 7,61 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

- **ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0,7197356}{0,493942} = 1,4571$$

$$\alpha = 0,1718 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,4786 \rightarrow \text{CV}$$

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 :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,5217154}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,0928$$

0,0928 < 0,392 → Section à simple armatures.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0928})$$

$$\alpha = 0,1219$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,63(1 - 0,4 \times 0,1219) = 0,5993 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,5217154}{0,5993 \times 347,83} = 25,03 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 25,03 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99 v2003 choisit est: 6T25 = 29,45 cm²

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,63 \times 2,1 / 400 = 7,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 29,45 \text{ cm} \geq 7,61 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$$

- **ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0,5217154}{0,387123} = 1,3477$$

$$\alpha = 0,1219 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,4238 \longrightarrow \text{CV}$$

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 :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,5315948}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,0945$$

$$0,0945 < 0,392 \longrightarrow \text{Section à simple armatures.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0945})$$

$$\alpha = 0,124$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,63(1 - 0,4 \times 0,124) = 0,60 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,5315948}{0,60 \times 347,83} = 25,54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 25,54 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99 v2003 choisit est : 6T25 = 29,45 cm²

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,63 \times 2,1 / 400 = 7,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 39,27 \text{ cm} \geq 7,61 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$$

- **ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0,5315948}{0,3509464} = 1,515$$

$$\alpha = 0,175 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,5075 \longrightarrow \text{CV}$$

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 :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,6951483}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,1236$$

$0,1236 < 0,392 \Rightarrow$ Section à simple armatures.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1236})$$

$$\alpha = 0,165$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,63(1 - 0,4 \times 0,165) = 0,5883 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,6951483}{0,5883 \times 347,83} = 33,97 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 33,97 \text{ cm}^2$$

selon le RPA99 v2003 choisit est : 8T25 = 39,27 cm²

- ❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,63 \times 2,1 / 400 = 7,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 39,27 \text{ cm} \geq 7,61 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$$

- **ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0,6951483}{0,322789} = 2,1536$$

$$\alpha = 0,165 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,8268 \longrightarrow \text{CV}$$

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 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \cdot h) = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 30 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV.}$$

- ❖ **Armatures transversal:**

- **Calcul de \emptyset :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par:

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_{\text{min}}; \frac{b}{10}\right) \longrightarrow \emptyset_t \leq \min\left(\frac{70}{35}; 2,5; \frac{100}{10}\right) \longrightarrow \emptyset_t \leq \min(2; 2,5; 10)$$

$$\emptyset_t \leq 2 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend : } \emptyset_t = 10 \text{ mm} \longrightarrow \emptyset_{10}.$$

- Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99V2003 :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{10}; 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min(27,5; 30; 30 \text{ cm}) \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$s_t' \leq \frac{h}{2} \longrightarrow s_t' \leq 55 \text{ cm} \longrightarrow s_t' = 25 \text{ cm}$$

- ❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{0,426871}{1 \times 0,63} = 0,67757 \text{ Mpa}$$

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

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

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{CV}$$

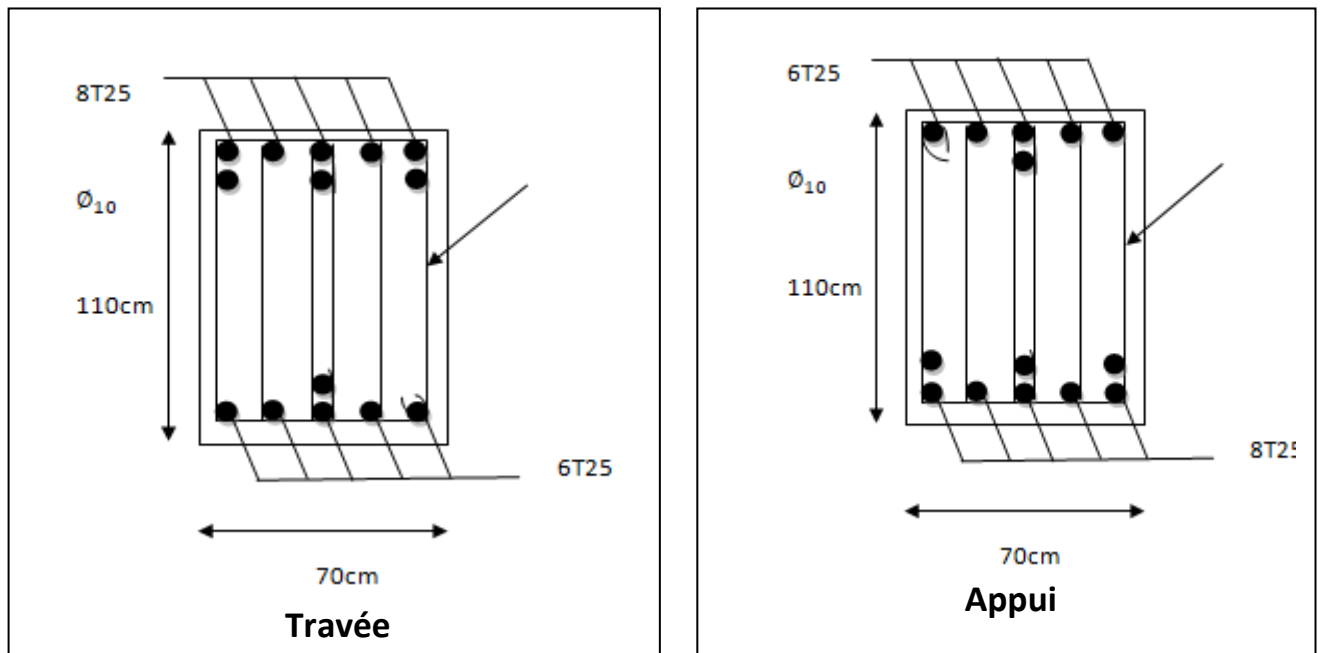


Figure 6.5 : Schéma de ferrailage nervure (70x110)

6.8. Conclusion :

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon plusieurs critères comme la capacité portante du sol, la distance entre axes des poteaux, l'importance des charges transmises et la profondeur du bon sol. 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 connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes et ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

CHAPITRE 07 :

ETUDE DE ECONOMIQUE

7.1. INTRODUCTION :

Le domaine de la construction connaît des changements car il a accordé une grande importance aux projets d'investissement d'intérêt économique dans un délai limité et une bonne forme architecturale, afin d'améliorer les conditions économiques et sociales de la communauté.

7.2. management des projets :

Le management de projet est l'application de connaissances, de compétences, d'outils et de techniques aux activités d'un projet afin d'en satisfaire les exigences.

Le management de projet inclut :

- identifie les exigences
- Etablir des objectifs clairs et réalisables
- Equilibrer les demandes en qualité, temps et coût .
- Adapter les spécifications, plans ,et approches aux différentes attentes des différents acteur du Project.

7.3. Projet :

Dans les affaires et la science contemporaine un projet est une entreprise collaborative, impliquant la recherche ou de la conception, qui est soigneusement planifié pour atteindre un objectif particulier.

On peut aussi définir un projet comme un ensemble de tâches interdépendantes à exécuter sur une période déterminée et dans certains coûts et limitations.

Par autre manière plus globale, le projet est caractérisé par :

- Coût
- Durée
- Qualité
- Sécurité
- Portée
- Fonctionnalité

Facteurs principaux d'un projet représente dans figure suivant :

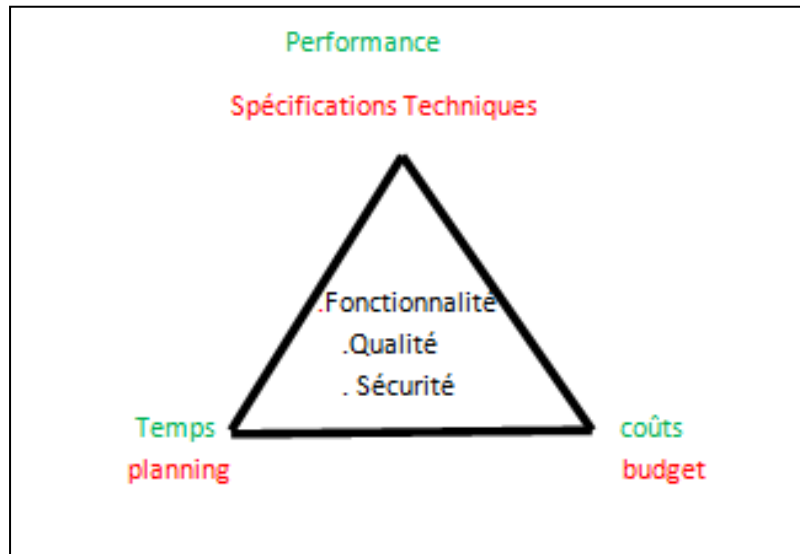


Figure 7.1 : Facteurs principaux d'un projet

7.4. Rôle du gestionnaire de projet (Le manager) :

Le rôle du chef de projet est en effet d'une grande importance. Ce dernier a une responsabilité non négligeable puisqu'il doit diriger, superviser et contrôler le projet du début à la fin. Voici quelques exemples de ce qu'un gestionnaire de projet doit accomplir :

- Il doit définir le projet, le réduire à un ensemble de tâches à gérer, obtenir des ressources appropriées et construire une équipe pour effectuer le travail.
- Il doit aussi définir l'objectif final du projet et motiver l'équipe de projet afin qu'elle termine le travail à temps.
- Il doit sans cesse évaluer les risques car, aucun projet ne se déroule jamais tout à fait comme prévu
- Il doit informer régulièrement toutes les parties prenantes des progrès du projet.

7.5. Cycle de vie d'un projet de construction :

Les chefs de projet ou l'organisation peuvent diviser les projets en phases afin d'exercer une meilleure maîtrise, en maintenant les liens appropriés avec les opérations courantes de l'entreprise réalisatrice.

L'ensemble de ces phases est connu sous le nom de vie du projet. beaucoup d'organisations définissent un ensemble spécifique de cycles de vie à utiliser dans leur projets .

Le cycle de vie d'un projet est représenté comme suit :

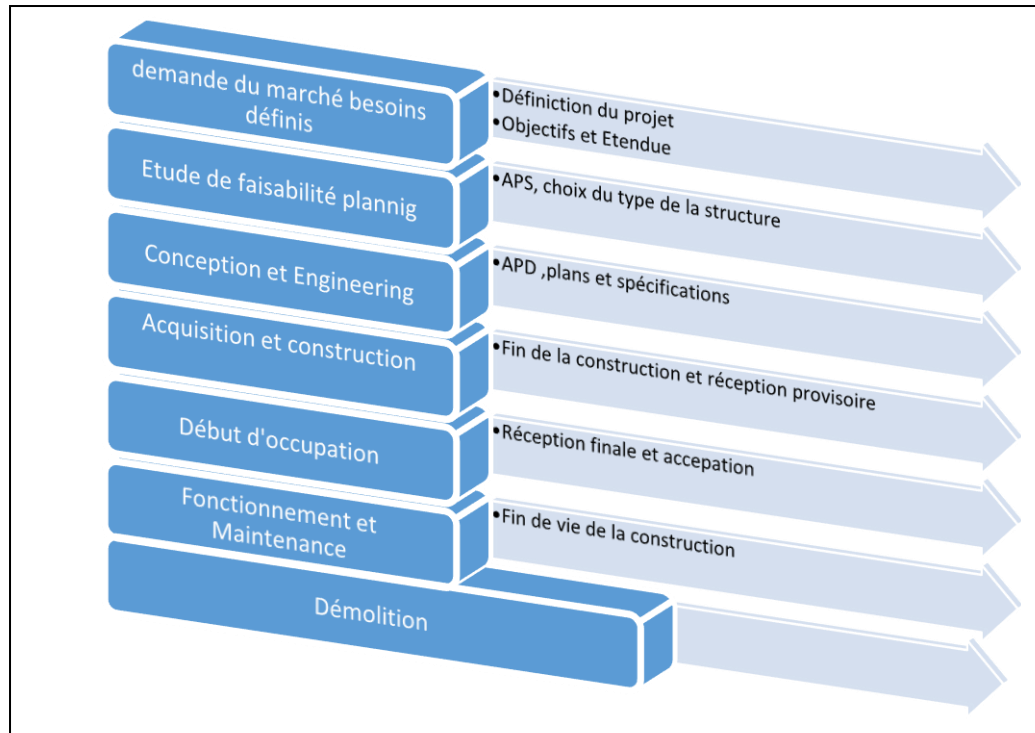


Figure 7.2 :Le cycle de vie d'un projet

7.6. Objectif :

Nous nous sommes fixés comme objectifs de définir le délai et le coût de réalisation de projet pour atteindre ces objectifs nous avons utilisé plusieurs outils :

- Préparation du WBS (**W**orks **B**reakdown **S**tructures) du projet.
- Définir le système d'élaboration du projet.
- Définir le mode de paiement.
- Identification de nos ressources .
- Identifier les taches.

7.7. Planification du projet :

C'est un instrument de représentation d'une prévision dans le temps.

La planification est discipline des permet :

- Identifie l'ensemble des tâches nécessaires au projet.
- Estimer la durée des tâches.
- prévoir l'enchaînement des tâches.
- Déterminer les jalons.
- Déterminer les livrables.
- Déterminer le ou les chemins critiques.
- Prévoir les ressources nécessaires.

- **Tâche** :est le point central de planification opérationnelle ,tout le processus vis à s'assurer que chacune d'entre elle soit réalisées dans les meilleures
- **Un jalon** :est un évènement majeur repère dans le planning par une tache de durée null ,les jalons limitent le début et la fin de chaque phase et servent de point de synchronisation .
- **Un livrable** : est un résultat qui découle de l'achèvement d'une partie du projet ou du projet lui-même.
- **Le chemin critique** :est la série de tâches qui doivent être réalisées sans retard pour ne pas modifier la durée du projet.

7.8. Les différents intervenants dans un projet :

La réussite d'un projet passe par une organisation rigoureuse et efficace de l'équipe. L'organisation du projet est tributaire de la hiérarchie de l'entreprise concernée.

Les acteurs de projet sont :

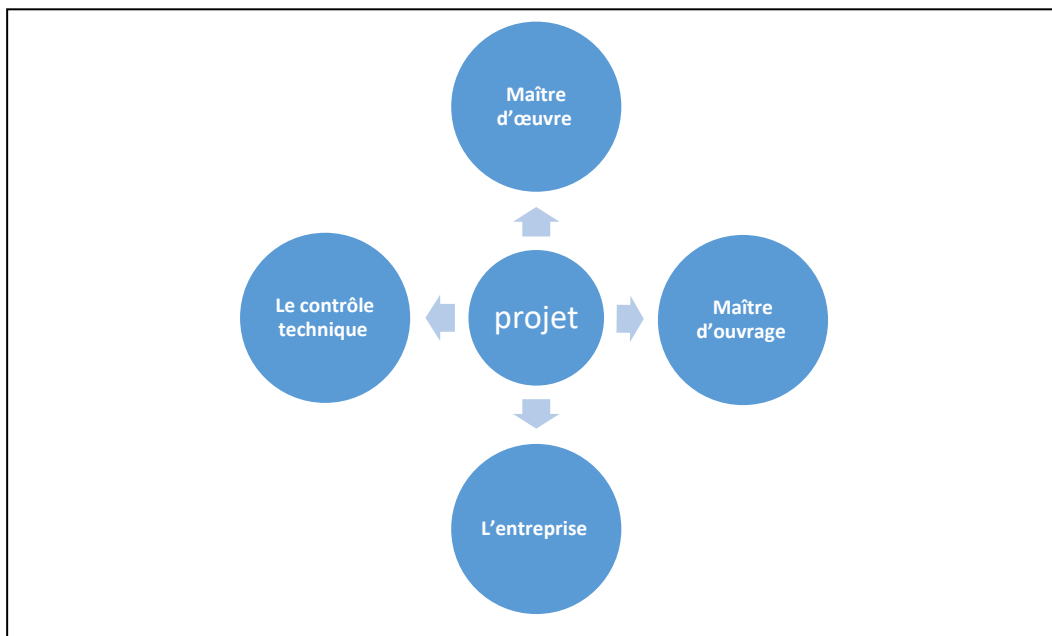


Figure 7.3 :Les différents intervenants dans un projet

7.9. Définition des ressources :

Les ressources sont subdivisées en deux catégories :humaines et matérielles ,et le même chose pour les ressources matérielles sont subdivisée en deux catégories :engins et matérielle .

- **Ressources humaines** :

Pour notre projet on a définit et affecté différentes tâches les ressources humaines suivant :

Effectifs	Nombre des personnes
Ingénieur	2
Group coffreur	8
Group ferrailleur	8
Group maçon	8
Groupe des ouvriers	6
Group de menuiserie	2
Group de électricien	2
Groupe des carreleurs	4
Group de peinture et plâtriers	6
Group pour isolation thermique	3
Group de plomberie	2
Group pour en enduit	4

Tableau 7.1 :Ressources humaines du projet

➤ **Ressources matérielles :**• **Engins :**

Engins	Achat	Location
Grue		
Des camions 10 tonnes		
Des camions 2,5 tonnes		
Pelleteuse		
Chargeur de bras		
Un malaxeur		
Group électrogène		
Pelle hydraulique		
Pompes à béton		
Bétonnières		
Treuil		
Brise roche		
Postes à soudures		
Cabine de chantier		

Tableau 7.2 : Ressources matérielles du projet (engins)

• **Matériaux:**

Béton	Treillis soudée
Ferrailage	Faïence
Enduit	Vasistas
Brique simple	Rideau électrique
Zinc	Crapaudines
Hourdis	Echafaudage
Projecteur électrique	Tuyaux pour l'eau
Panneau d'affichage	Lampe
Coffrage	Plâtre
Gravie roulé	Pax de multicouche
Peinture	Fenêtre
Vitrines	Gilles métallique

Tableau 7.3. : Ressources matérielles du projet (Matérielle)

7.10. Estimations de la durée des activités :

La durée des tâches est souvent difficile à estimer en raison du nombre de facteurs qui peuvent l'influencer, il existe plusieurs méthodes notamment Pour estimer la durée de réalisation des activités ou des tâches du projet:

- Le jugement d'expert.
- L'utilisation de l'information historique.
- Le chronomètre des tâches.

La durée d'une tâche va dépendre du nombre de ressources humaines qui lui est affecté. On résume la durée de quelque tâche dans le tableau suivant :

Les tâches	La durée (jours)
Installation du chantier	5
Terrassement en excavation	20
Coulage de radier	1
Façonnage de ferrailage des poteaux	4
Pose de coffrage métallique des poteaux	4
Coulage des poteaux	1
Construction des murs en double paroi pour un étage	10
Pose des revêtements pour un étage	15
Nettoyage pour un étage	3
Installation de l'ascenseur	25

Tableau 7.4 : La durée de quelque tâche

7.11. Résultats obtenus :

L'estimation du coût de chaque tâche se fait en introduisant deux paramètres, la durée et e coût de la tâche aux ressources pour accomplir cette tâche.

Après avoir introduire la durée de chaque tâche ainsi qu'affecter à chacune ces ressources identifiée avec leurs coût.

Pour ce qui concerne notre projet, on a obtenu les résultats suivants :

- Durée du projet : 960 jours
- La date de début du projet :Le 03/01/2017
- La date de fin du projet : Le 23/08/2019

7.12. Devis quantitatif et estimatif :

N	Désignations des ouvrages	Unité	Quantité	P.U(DA) en H.T	Totale (DA) en H.T
1) Lot Terrassement					
1	Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiment compris de réglage de paroi et le	m ³	115.00	400.00	46 000.00

	nettoyage de fond et toute sujétion d'exécution.				
2	Evacuation de la terre à la décharge publique. Compris de chargement et déchargement et toutes sujétions d'exécution.	m ³	500.00	450.00	225 000.00
3	Remblais des vides et des vides des fouilles en (TUFE, STERILE) sélectionné soigneusement compacté et arrosés par couches de 20cm (hauteur de remblais>1,00m) 'y. Compris chargement, déchargement, transport et toutes sujétions d'exécution.	m ³	55.00	1250.00	68 750.00
4	Plus value sur terrain rocheux .compris mise en dépôt N°02 et toutes sujétions d'exécution.	m ³	120.00	200.00	240 000.00
5	Fouilles tous types dans un terrain meuble ou compacte y. Compris mise en dépôt N°02 et toutes sujétions d'exécution.	m ³	215.00	950.00	204 250.00
6	Remblais des vides des fouilles en terre prévenant du dépôt N°02 soigneusement exécutés et arrosés par couches de 20cm 'y. Compris chargement, déchargement, transport et toutes sujétions d'exécution.	m ³	30.00	750.00	22 500.00
Sous total Terrassement					806 500.00
2) Lot Infrastructure					
1	Béton de propreté dosé à 250 kg/m ³ 10cm d'épaisseur.	m ³	13.00	8 000.00	104 000.00
2	Hérisson nage en pierre sèche y compris le remplissage et le compactage et l'arrosage d'épaisseur 10cm et toutes sujétions d'exécution.	m ³	60.00	12 000	72 000.00
3	Plate forme en Béton légèrement armée dosé à 250kg/M ³ coulée sur hérisson nage e p=10cm y/c, armature en treillis soudé avec isolation en film poly âne et joints en polystyrène a chaque contacte avec longrine et toutes sujétions d'exécution.	m ²	100.00	14 00.00	140 000.00
4	Dallage solidaire en Béton légèrement armée dosé à 350kg/M ³ coulée sur hérisson nage ep=10cm y/c, armature et armature en treillis soudé avec isolation en film poly âne et toutes sujétions d'exécution	m ²	60.00	14 00.00	84 000.00
5	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour longrine . Compris coffrage façonnage des	m ³	13 .00	33 000.00	429 000.00

	aciers et coulage décoffrage nettoyage et vibration.				
6	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour les avants poteaux. Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration.	m ³	6.10	32 000.00	195 200.00
7	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour avant voile. Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration.	m ³	1.00	35 000.00	35 000.00
8	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour le radier générale et la nervure. Compris coffrage façonnage des aciers et coulage décoffrage nettoyage et vibration.	m ³	75.00	33 000.00	2 475 000.00
9	Béton armé dosé à 350kg/M ³ pour dalle pleine et escalier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution.	m ³	1.50	32 000.00	48 000.00
	Sous total Infrastructure				3 585 200.00
3) Lot Assainissement					
1	Exécution de Regard de chute en B.A dosé à 350kg/M ³ y compris fouilles ,parois, enduit Etanche, radier, remblai et dalle de couverture en B.A dosé à 350kg/M ³ et toutes surjetions.				
2	60x60	U	7.00	15 000.00	105 000.00
3	80x80	U	8.00	20 000.00	160 000.00
4	F&P de buses en PVC PN 04 Ø160 y. fouilles, remblai, lit de sable et toutes surjetions d'exécution.	ml	12.00	15 00.00	18 000.00
5	F&P de buses en PVC PN 04 Ø250 y.c fouilles, remblai, lit de sable et toutes surjetions d'exécution.	ml	45.00	23 00.00	103 500.00
6	F&P de buses en PVC PN 04 Ø315 y.c fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétions d'exécution.	ml	20.00	27 00.00	54 000.00
7	Sous total assainissement				440 500 .00
4) lot Superstructure					
1	Béton armé dosé à 350kg/m ³ . Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration.	m ³			
2	Poteaux.	m ³	50.00	35 000.00	1 750 000.0
3	Voiles.	m ³	55.00	35 000.00	1 925 000.00

4	Poutre (principale, chainage).	m ³	104.00	33 000.00	3 432 00.0
5	Escalier.	m ³	14.00	33 000.00	462 000.00
6	Dalle pleine.	m ³	30.20	32 000.00	966 400.00
7	Acrotère.	m ³	14 .00	28 00.00	39 000.00
8	Plancher en corps creux de (16+5) cm comportede poutrelle en béton armé dosé à 350kg/m3 et dalle de compression et hourdis et treillis soudé de (15×15) compris de coffrage ferrailage des poutres et poutrelles coulage décoffrage vibration et nettoyage.	M ²	1 117.00	3 400.00	3 797 800.0
Sous total Superstructure					9 283 400.00
5) Lot Maçonnerie Int et Ext					
1	Mur extérieur en double parois de 30cm en brique de 15cm plus brique en 10cm avec une lame d'air de 5cm avec un joint vertical et horizontal en ciment entre les briques.	m ²	1010.00	23 00.00	2 323 000.00
2	Mur intérieur simple paroi en brique creuse d'épaisseur (ep=15cm) avec joint de ciment verticale et horizontale.	m ²	910.00	18 00.00	1 638 000.00
3	Mur intérieur simple paroi en brique creuse d'épaisseur (ep=10cm) avec joint de ciment verticale et horizontale.	m ²	500.00	11 00.00	550 000.00
4	Enduits extérieurs monocouche appliqué avec machine a projection sur maçonnerie ou béton épaisseur 02 cm y. Compris rebouchages des trous, préparation du support et toutes sujétions d'exécution.	m ²	1 500.00	25 00.00	37 50 000.00
5	Fourniture et mise en place Mur intérieur de séparation en BA13 posé sur ossature galvanisé y compris bande à joint, enduit sur les raccords , 01 couche d'enduit de lissage toutes sujétions de bonnes exécutions.	m ²	330.00	25 00.00	8 25 000.00
6	Fourniture et mise en place d'habillage sur Mur intérieur en BA13 posé sur ossature galvanisé y compris bande à joint, enduit sur les raccords , 01 couche d'enduit de lissage toutes sujétions de bonnes exécutions.	m ²	450.00	22 00.00	9 90 000.00
7	Enduits intérieurs sur mur (exécuter avec arrêtes) lisse au mortier de ciment en trois couches y. Compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	1 425.00	85 0.00	1 211 250.00
8	Enduits intérieurs sous plafond lisse au mortier de	m ²			

	ciment en trois couches y. Compris toutes sujétions d'exécution.		555.00	900.00	499 500.00
9	Enduits intérieurs en plâtre sur mur appliqué avec machine a projection ep 02 cm y. Compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	775.00	900.00	697 500.00
10	Enduits intérieurs en plâtre sous plafond appliqué avec machine a projection ep 02 cm y. Compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	450.00	1 000.00	450 000.00
11	Exécutions d'un potager de cuisine en deux parties avec paillasse en béton armée dosé à 350kg/m ³ revêtu d'une plaque de marbre (Ep= 2cm) jambage en briques avec réservation d'évier à deux bac y. Compris toutes sujétions d'exécution	U	9.00	50 000.00	450 000.00
12	Fourniture et pose d'un kit complet de potager de cuisine en MDF linéaire totale de 3,40 m compose de meuble bas, meuble haut , meuble colonne four 2 portes de 65cm, y,c plaque chauffante a gaz, four a gaz de marque CE réputé, levier cuisine un bac avec mélangeur et siphon, plan de travail en marbre et toutes sujétions de pose de fixation et de bonne exécution.	U	2.00	200 000.00	400 000.00
13	F & P de grille d'aération complète pour ventilation de la cuisine en PVC y. Compris fourreau en PVC, réglage et toutes sujétions d'exécution.	U	10.00	1 500.00	150 00.00
14	Fourniture et pose de couvre joint extérieure en PVC de 20 cm suivant le choix du maître d'œuvre et toutes sujétion de bonne exécution	ml	155.00	1 100.00	170500.00
15	Exécution de conduite de fumé type shunt compris enduis en ciment et branchement de chauffage et toutes sujétion d'exécution.	ml	115.00	2800.00	322 000.00
16	Exécution de conduite d'aération et toute sujétion d'exécution.	ml	145.00	2 000.00	290 000.00
17	Fourniture et pose d'ascenseur compris des équipements, installation et réglage et toutes sujétions d'exécution.	U	1.00	4 800 000	4 800 000.00
	Sous total Maçonnerie Int et Ext				19381750.00
6) Lot Revêtement					
1	F&P de carreau monocouche en granite reconstituer de qualité y compris chappe en béton dosé à 250kg/m ³ pour réglage et rattrapage de niveaux de sols, mortier de pose dosé à 200 kg/m ³ et joint en ciment blanc et toutes sujétions d'exécution.	m ²	240.00	2 200.00	528 000.00

2	F&P de compactaux de qualité y compris chappe en béton dosé à 250kg/m ³ pour réglage et rattrapage de niveaux de sols, mortier de pose dosé à 200 kg/m ³ et joint en ciment teinté et toutes sujétions d'exécution.	m ²	400.00	2 200.00	880 000.00
3	F&P de carreau de sol de qualité y compris chappe en béton dosé à 250kg/m ³ pour réglage et rattrapage de niveaux de sols, mortier de pose dosé à 200 kg/m ³ et joint en ciment teinté et toutes sujétions d'exécution.	m ²	1 55.00	2 100.00	325 500.00
4	F&P de carreaux de sols anti dérapant de qualité y compris Chappe en béton dosé à 250kg/m ³ pour réglage et rattrapage de niveaux de sols, mortier de pose dosé à 200 kg/m ³ et joint en ciment teinté et toutes sujétions d'exécution.	m ²	105.00	2 600.00	273 000.00
5	F&P de faïences de couleur de qualité pour cuisine, douche & WC y compris couche de dressage, mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ baguette de coin , frises en partie haute, joint en ciment teinté et toutes sujétions d'exécution	m ²	610.00	2 500.00	1 525 000.00
6	F&P de faïences de couleur de qualité pour hall y compris couche de dressage, mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ baguette de coin , frises en partie haute, joint en ciment teinté et toutes sujétions d'exécution	m ²	195.00	2 200.00	429 000.00
7	Fourniture et mise en place de Faux-plafond en plaque de plâtre BA13 en relief ,callpinage selon le choix de l'architecte y compris structure , crochet de fixation et toutes sujétions de bonne exécution et aux indications techniques du maître d'œuvre.	m ²	165.00	1 500.00	247 500.00
8	Fourniture et mise en place de Faux-plafond en PVC pour locaux humide ,callpinage selon le choix de l'architecte y compris structure en aluminium , crochet de fixation et toutes sujétions de bonne exécution et aux indications techniques du maître d'œuvre.	m ²	73.00	2 000.00	146 000.00
9	F&P Marches et contre marches en plaque mono couche préfabriquées de qualité y.compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.	m ²	60.00	3 500.00	210 000.00
10	F&P Plinthes en terre cuite vernissée de couleur y. Compris joint en ciment blanc et mortier de pose	m ²	995.00	450.00	447 750.00

	dosé à 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.				
11	F.P d'appuis de fenêtre en granito préfabriquées de qualité γ. Compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.	m ²	10.00	3 500.00	35 000.00
Sous total Revêtement					5 106 750.00
7) Lot Electricité					
1	Fourniture et pose de tableau de distribution type boîtier en en plastique encastré aux murs composé de disjoncteur différentiel et divisionnaire.		29.00	11 000.00	3 19 000.00
2	Fourniture et pose des interrupteurs simple et double et les prises de courant compris des gains et le fils 1,5mm et 2,5mm et les boîtes dérivation + appareillage + capteur.	U	645.00	400.00	258 000.00
3	Fourniture et pose de point lumineux à vis pour lampe compris des gains, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	354.00	350.00	123 900.00
4	Fourniture et pose de réglette appliquée à 0,6m au-dessus du potager, compris des gains, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement toutes sujétion d'exécution.	U	35.00	1 200.00	42 000.00
5	Fourniture et pose de câble d'alimentation des différents appartements et des locaux.	U	175.00	300.00	52 500.00
6	Fourniture et pose de sonnerie compris de bouton poussoir, gains, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, et branchement.	U	25.00	1 200.00	30 000.00
Sous total Electricité					825 400.00
8) Plomberie					
1	Fourniture et pose de siège anglais encastré en porcelaine vitrifiée compris de branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	30.00	9 500.00	380 000.00
2	Fourniture et pose Baignoire encastré en porcelaine vitrifiée compris de branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	20.00	25 000.00	75 000.00
3	Fourniture et pose de lavabo en porcelaine compris de siphon d'évacuation, branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	30.00	1 000.00	40 000.00
4	Fourniture et pose d'évier de cuisine en inox à un bac compris d'un siphon, PVC Ø40 mm, branchement et toutes sujétions d'exécution.	U	25.00	8 000.00	240 000.00

5	Faire et pose réservoirs de douche avec toutes sujétions d'exécution.	U	25.00	8 500.00	255 000.00
6	Fourniture et pose de tuyauterie de multicouche pour alimentation des eaux froid et chaud avec toutes sujétions d'exécution.	ml	945.00	2 000.00	2 890 000.00
7	Fourniture et pose des robinets de barrage pour conteur.	U	29.00	1 200.00	46 800.00
8	Fourniture et pose de robinet d'arrêt générale compris de toute sujétion d'exécution.		1.00	4 000.00	4 000.00
9	Fourniture et pose des Robinets de puisage compris de toute sujétion d'exécution.	U	25.00	800.00	24 000.00
10	Fourniture et pose des mélangeurs pour évier et salle de bain compris de toute sujétion d'exécution.	U	109.00	4 000.00	476 000.00
11	Fourniture et pose des tuyauteries en cuivre qualité GAZ compris raccorde de branchement, soudure et toute sujétion d'exécution.	ml	300.00	3 500.00	1 050 000.00
12	Fourniture et pose des robinets de barrage pour compteur et pour appartement agréent par SONELGAZ. Compris de toute sujétion d'exécution.	U	60.00	2 000.00	120 000.00
13	Fourniture et pose de robinet d'arrêt agréée par SONALGAZ pour cuisinier, chauffe-eau et chauffage y compris de toute sujétion d'exécution.	U	90.00	2 400.00	216 000.00
Sous total Plomberie					49 983 00.00
9) Lot Menuiserie Bois					
1	Fourniture et pose porte salon (1,2× 2,5) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	60.00	19 000.00	1 140 000.00
2	Fourniture et pose des portes des chambres et de balcon (0,9× 2,2) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	60.00	13 000.00	780 000.00
3	Fourniture et pose des portes de (0,9× 2,2) m ² pour cuisine compris de toute sujétion d'exécution.	U	30.00	13 000.00	390 000.00
4	Fourniture et pose des portes de (0,75× 2,2) m ² pour sanitaire des appartements et des locaux compris de toute sujétion d'exécution.	U	50.00	12 500.00	625 000.00
5	Fourniture et pose de toutes les fenêtres (1,4×1,4) m ²	U	90.00	24 000.00	2 160 000.00

	compris de toute sujétion d'exécution.				
6	Fourniture et pose de chausser vitrer pour sanitaire (0,5x0,5) m ² compris de toutes sujétion d'exécution.	U	4.00	500.00	2 000.00
7	Fourniture et pose de porte (0,6 x2) m ² pour placard et compris de toute sujétion d'exécution.	U	30.00	900.00	27 000.00
Sous total Menuiserie Bois					4 124 000.00
10)Lot Menuiserie Métallique					
1	F&P de porte métallique d'accès au bloc à 02 vantaux avec grille d'aération type PM1 de Dim 1,40x2,40 m y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions.	U	1.00	49 000.00	49 000.00
2	F&P de Rideaux métallique Automatique perforé Dim 2,50x2,50 m y compris Raille cadre, moteur, tôle perforé teinté commande a distance et clé de déverrouillage, et tous accessoires de 1er choix, et toute suggestion de pose. Quincaillerie 1er choix.	U	6.00	95 000.00	760 000.00
3	F&P de porte d'accès au logement à 01 vantail en acier double parois galvanisé avec oculus ouvrant de dim 1,00x2,15 m y compris cadre de 10 cm, quincaillerie et toutes sujétions.	U	10.00	45 000.00	450 000.00
4	F&P de porte métallique 1,20x2,80 type SONALGAZ pour armoire électrique générale située au RDC y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution.	U	1.00	14 000.00	14 000.00
5	F&P de Trappes d'accès terrasse Dim : 0,80x0,80 m y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution.	U	1.00	85 000.00	85 000.00
6	F&P de garde de corps pour séchoir sur un hauteur = 65 en Tube rond (Ø60mm) y, compris quincaillerie et toutes sujétions d'exécution.	ml	55.00	3 500.00	192 500.00
7	F&P de garde corps pour escalier sur un hauteur = 95 cm et main courante en Tube noir Ø40mm y compris quincaillerie et toutes sujétions d'exécution	ml	45.00	4 800.00	216 00.00
Sous total Menuiserie Métallique					1322 100.00
11)Lot Etanchéité					
1	Forme de pente en béton dosé à 250kg/m ³ compris				

	de polystyrène et flue polyane sur 2 faces et repérages de pente d'écoulement des eaux pluviales.	m ²	250.00	2 000.00	500 000.00
2	Fourniture et pose l'étanchéité en 36 st 2 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	350.00	1 800.00	630 000.00
3	Fourniture et pose de Paxalumin sur l'acrotère y compris de toutes sujétions.	ml	95.00	1 200.00	114 000.00
4	Fourniture et pose de protection de l'étanchéité en gravillon roulé.	m ²	225.00	1 000.00	225 000.00
5	Fourniture et pose de gargouille en plombe Ø110 y compris de crapaudine et de toutes sujétions.	U	4.00	1 500.00	6 000.00
Sous total Etanchéité					1 475 000.00
12)Chauffage central:					
1	F&P de Chaudiere mural 30000 W y compris , support, raccordements, branchement et toutes sujétions de pose de fixation , de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	2.00	12 000.00	24 000.00
	F&P de Chaudiere mural 24000 W y compris , support, raccordements, branchement et toutes sujétions de pose de fixation , de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	8.00	90 000.00	720 000.00
	Ø 20 type B Tmax = 95C°	ml	1 550.00	180 .00	279 000.00
	long 1200 mm 36 elts	U	50.00	16 000.00	800 000.00
	Fourniture et pose de Radiateur sèche-serviettes tubulaire en tôle d'acier finition blanc, pour salle de bain, dans les installations d'eau chaude jusqu'à 8 bar et 110°C, gamme basique, de 500x800 mm de 1er choix y,c vannes accessoires et toutes sujétions de pose de fixation, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	10.00	13 000.00	130 000.00
Sous total de Chauffage central					1 953 000.00
13)Lot Peinture – Vitrierie					
1	Fourniture et pose de peinture vinylique sur mur extérieur en 3 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	1 85.00	400.00	740 80.00
2	Fourniture et pose de peinture vinylique intérieur pour les murs et sous plafond en 2 couche y compris de toutes sujétions.	m ²	2 18.00	350.00	764 75.00
3	Fourniture et pose de peinture laquée pour les murs et sous plafond en 2 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	257.00	350.00	901 25.00
4	Fourniture et pose de penture de l'huile sur				

	menuiserie métallique en 2 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	194.00	320.00	62 080.00
5	Fourniture et pose de peinture de l'huile sur menuiserie bois en 2 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	1 18.00	320.00	377 60.00
6	Fourniture et pose de verre de 4 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	m ²	115.00	2 000.00	230 000.00
7	Fourniture et pose de verre martelé de 6 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	m ²	10.00	5 000.00	150 000.00
8	Fourniture et pose de verre armé de 6 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	m ²	15.00	10 000.00	150 000.00
Sous total Peinture – Vitrierie					3 376 480.00
MONTANT TOTAL EN –H.T-					56 678 380.00

Tableau 7.5 :Devis quantitatif et estimatif

7.13. Solutions vis-à-vis de l'efficacité énergétique :

- **Introduction :**

De manière générale, l'efficacité énergétique désigne l'état de fonctionnement d'un système pour lequel la consommation d'énergie est minimisée pour un service rendu identique. Elle concerne notamment les métiers du bâtiment et l'industrie.

- **Hourdis en polystyrène :**

Il est utilisé pour l'isolation des sols .Il est léger et particulièrement adaptés pour un plancher sur vide sanitaire.

-Certains modèles présentent une languette sur leur longueur, qui vient recouvrir la poutrelle, afin d'éviter les ponts thermiques et avoir une sous -face quasi continue.

- fonctionne pour Construction sécurisée en améliorant la résistance mécanique des pièces les plus sollicitées.

-Résistant à l'eau

- obtenir une performance thermique toujours plus élevée



Figure 7.4 : Hourdis en polystyrène

➤ **Le coût :**

- Le prix de Hourdis en polystyrène de 1m : 360.00DA.

• **ETANCHÉITÉ DU TOIT TERRASSE :**

➤ **Définition :**

On peut utiliser des isolants pour parois enterrées ainsi que des éléments de drainage.



Figure 7.5 :Etanchéité du toit terrasse

➤ **Le coût :**

- Le prix de l'étanchéité rouleau pax aluminium pour 1 m² :5000.00DA

• **L'isolation thermique par l'extérieur des façades ventilées :**

➤ **Définition :**

L'isolation thermique par l'extérieur, ou isolation de façade, consiste à poser la couche d'isolation et un nouveau revêtement de façade sur les murs extérieurs, afin de créer une enveloppe thermique qui protégera le bâtiment.



Figure 7.6 :L'isolation thermique par l'extérieur des façades ventilées

➤ **Le coût :**

- le prix Isolation thermique extérieure des façades ventilées de 40 mm d'épaisseur :
1 265.00DA

- **Murs en polystyrène:**

➤ **Définition :**

La pose d'un polystyrène extrudé sur un mur extérieur n'a rien de compliqué. Afin d'optimiser le confort acoustique et thermique et réaliser des économies d'énergie, il est essentiel de bien isoler les murs. Ce dernier avec une épaisseur de 2 et 4 mm est particulièrement indiqué pour isoler les murs intérieurs. Pour une réussite optimale de la pose, il faut connaître et respecter les étapes à suivre et s'équiper des matériaux et outils adéquats.



Figure 7.7 : Murs en polystyrène

➤ **Le coût :**

- Le prix pour les murs en polystyrène de 1 m² à 40mm d'épaisseur :240DA
- Le prix pour les murs en polystyrène de 1 m² à 20mm d'épaisseur :150DA

- **Panneau en polystyrène expansé :**

- **Définition :**

est un matériau isolant polyvalent. est un choix populaire qui peut être appliqué dans toutes sortes de projets de construction et d'isolation, grâce à ses bonnes caractéristiques isolantes et son prix attractif. Les panneaux isolants en polystyrène expansé sont légers, facilement maniables et peuvent être utilisés en toute sécurité.



Figure 7.8 : Panneau en polystyrène expansé

- **Le coût :**

- Prix de panneau en polystyrène expansé de 40 mm d'épaisseur résistance thermique 1,33 m²K/W, conductivité thermique 0,03 W/(mK) :897,00 DA

- **Panneau en polystyrène extrudé :**

- **Définition :**

C'est un isolant synthétique bon marché adapté pour tout type d'isolation. En France, il est principalement utilisé pour isoler le plancher sous dalle et lorsque la place est limitée. En effet, son fort pouvoir isolant permet de réduire nettement l'épaisseur à mettre en œuvre par rapport à un isolant traditionnel. En comparaison du polystyrène expansé, le polystyrène extrudé résistera davantage à la compression et sera mieux adapté pour les milieux humides. Il n'est cependant pas adapté pour la rénovation de bâti ancien car très imperméable à l'eau



Figure 7.9 : Panneau en polystyrène extrudé

➤ **Le coût :**

- Prix de panneau en polystyrène extrudé de 40mm d'épaisseur ,résistance a comprissions 300KPa , résistance thermique $1,2m^2 K/W$:847.00DA

- **Panneau en liège :**

➤ **Définition**

Le panneau de liège brut aggloméré est un isolant naturel. Il isole thermiquement et phonique ment vos murs intérieurs, sols, plafonds combles...

➤ **Avantages du liège :**

Performances acoustiques

élevées Inertie thermique importante

Résiste aux grandes variations de température



Figure 7.10 : Panneau en liège

➤ **Le coût :**

- Prix de panneau en liège de $(1 \times 0,5)m$ avec une épaisseur de 40mm ; emballage de $4 M^2$ dont le M^2 :1060DA

7.14. Conclusion :

Des solutions pour améliorer l'efficacité énergétique peuvent être proposées en choisissant le bon matériau. Même s'ils coutent initialement un peu chers, ces frais peuvent être récupérés avec le temps en réduisant la consommation d'énergie et en améliorant l'efficacité du bâtiment.

CONCLUSION GENERALE

De multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation des structures comportant des voiles en BA en zone sismique. Cette structure est contreventée par des voiles qu'il faut placer aux bons endroits.

La bonne utilisation du système mixte (Voiles et Portiques en béton armé) peut apporter des avantages économiques. La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.

Tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles) respectent le minimum exigé par le RPA99V2003.

Pour l'infrastructure, le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure

L'étude économique et managériale de projet nous a permis de faire une planification qui conduira à l'atteinte des objectifs tels que les délais et les couts préétablis.

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENT :

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93), MINISTERE DE L'HABITAT,1993.

Jean Pierre Mougin : BAEL 91 Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, Deuxième Edition Eyrolles, 2000.

DTR B.C. 2.2, Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, , CGS 1988.

Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004. *

LOGICIELS :

- Logiciel de SAP 2000.
- EXCEL 2013.
- WORD 2013.
- AUTO CAD 2013.

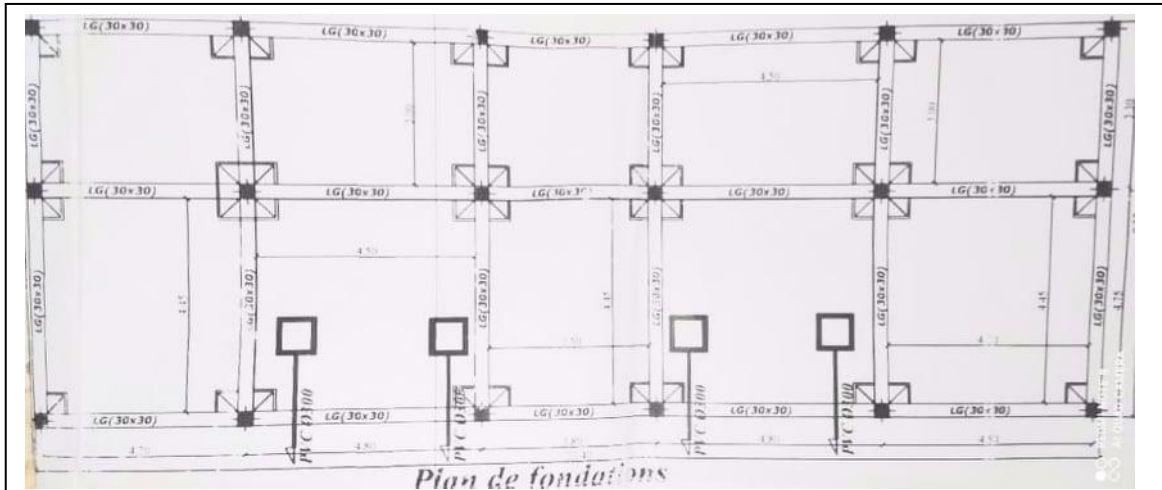
Documents :

- MESSAOUDEN.S & HALHALI.A
 - TITRE :ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT« SOUS SOL + RDC +10 ETAGES » A ORAN,
 - Année universitaire : 2017 /2018.
 - Université : Abou bakr Belkaïd– Tlemcen – Faculté de TECHNOLOGIE
- BELKADI YOUNES
 - TITRE : ETUDE STATIQUE ET DYNAMIQUE D'UN BATIMENT IRREGULIER R+12
 - Année universitaire : 2019 /2020.
 - Université : Abou bakr Belkaïd– Tlemcen – Faculté de TECHNOLOGIE
- CHIKH HANANE

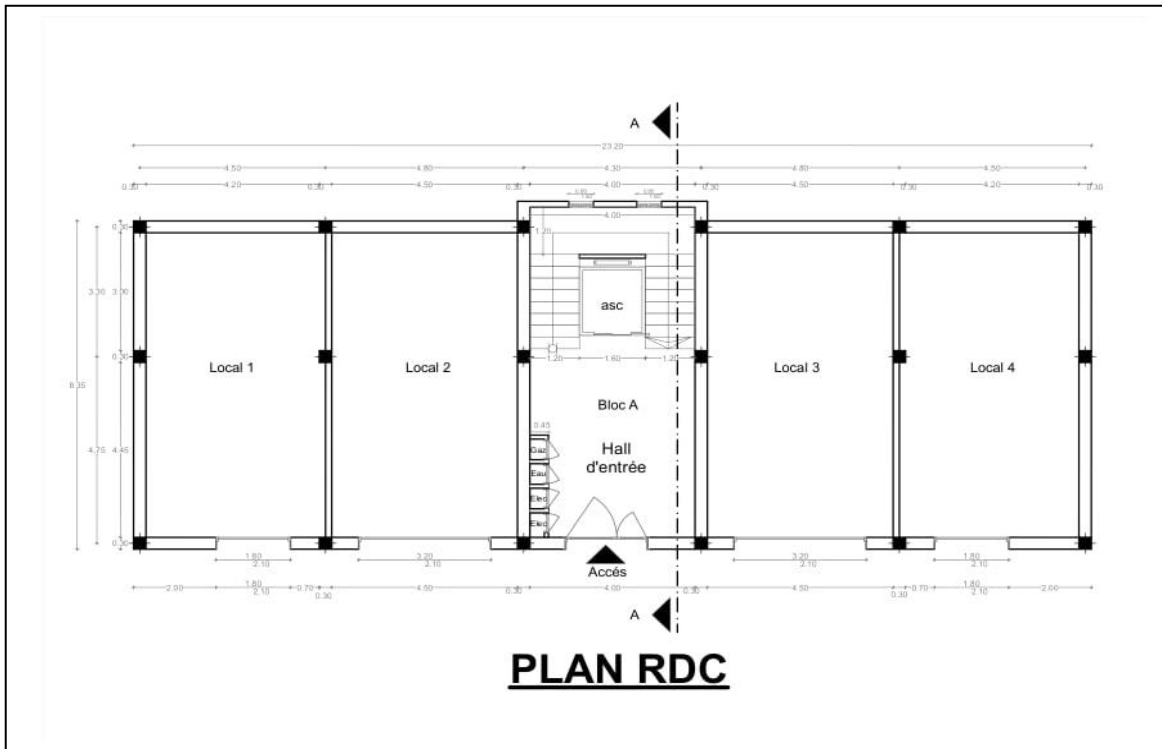
- TITRE : ÉTUDE D'UN BÂTIMENT« 2 SOUS SOL, RDC + 9 ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE
- Année universitaire : 2011 /2012.
- Université : Abou bakr Belkaïd– Tlemcen – Faculté de TECHNOLOGIE

- Dar Kebira Mohammed El Arbi
 - TITRE : Etude technique et analyse non linéaire d'un bâtiment R+8
 - en béton armé
 - Année universitaire : 2017 /2018.
 - Université : Abou bakr Belkaïd– Tlemcen – Faculté de TECHNOLOGIE

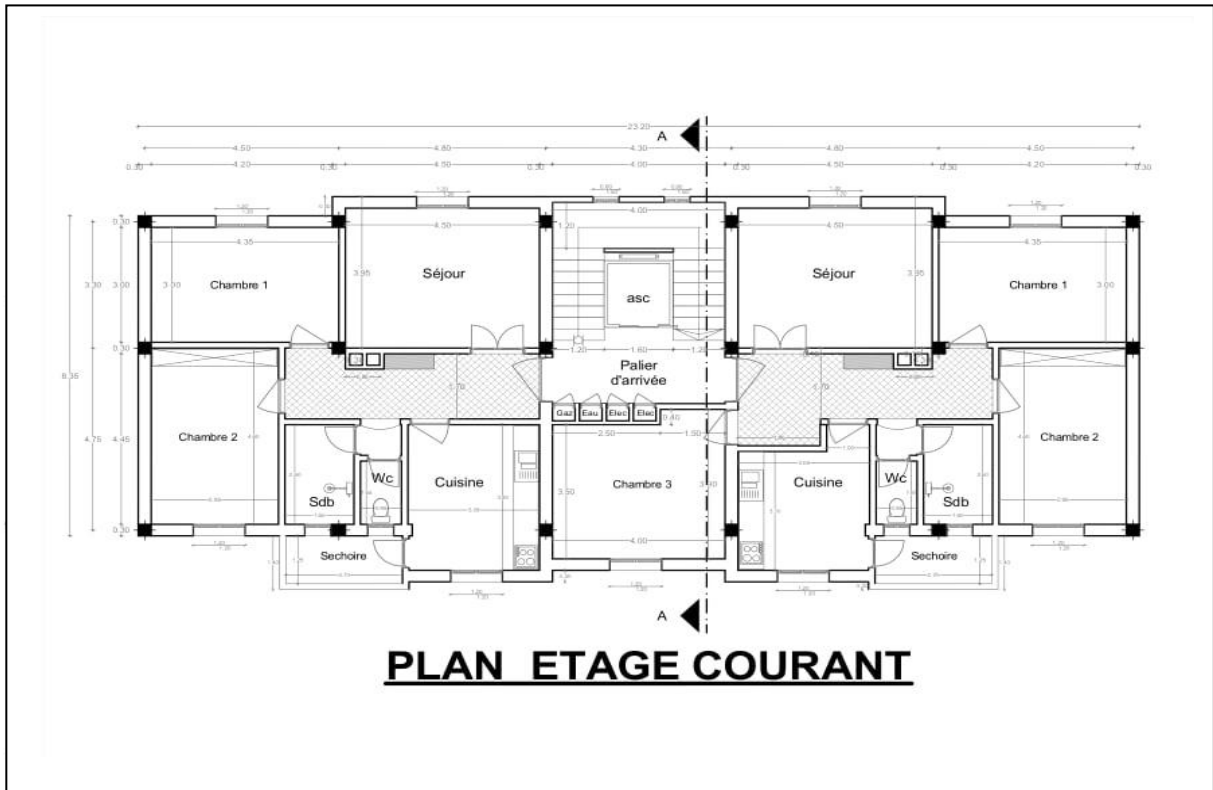
- ADJROUDE .M.A & SEKKAL.M.F
 - TITRE : ÉTUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT EN BETON ARME é « S/SOL ET RDC+10 ETAGES»
 - Année universitaire : 2016 /2017.
 - Université : Abou bakr Belkaïd– Tlemcen – Faculté de TECHNOLOGIE



PLAN FONDATION



PLAN RDC



A

