

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE ABOU BEKR BEIKAID TLEMCEM

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire d'obtention du Diplôme
Du MASTER en Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**ÉTUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT
R+9 A BIRKHADEM ALGER**

Présenté le Septembre 2021 par :

ACHEK Alaa addine

BAHLOULI Feth-allah Zakaria

Devant le Jury composé de :

Mr. CHERIF.E

Président

Mme. GHEZALI.S

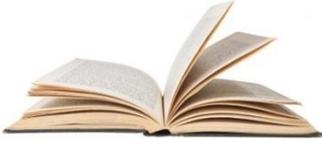
Examinatrice

Mr. GHENNANI.B

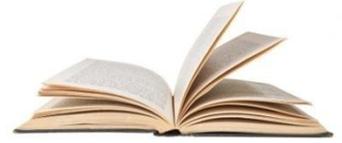
Encadrant

Année Universitaire: 2020 - 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENT



*Tout d'abord Toute notre parfaite gratitude et remerciement à **ALLAH** le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Monsieur **GHENNANI.B** pour son soutien, conseil judicieux et grande bien vaillance durant l'élaboration de cet ouvrage.*

*Nous remercions aussi les membres de l'entreprise de **CTC Tlemcen** et particulièrement **Mr BENZAIR.A, Mr MASMOUDI.R** pour leurs aides.*

*Nous remerciments s'adressent aussi à **Mr CHERIF.E** qui nous fait l'honneur de présider le jury.*

*Nous tenons aussi à exprimer notre gratitude à **Mme GHEZALI.S** qui a bien voulu expertiser notre travail.*

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

*Nous remerciments s'adressent aussi aux chers collègues **ALLAM.Y** et **BABA AHMED.A** pour leurs aides.*

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin.

ACHEK et BAHLOULI



DÉDICACE



«وما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

Enfin voilà ce jour après tant d'années d'études

*Je dédie ce travail à la femme qui ma portez depuis mon enfance, j'espère que
votre bénédiction m'accompagne toujours.*

*Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de
vos innombrables sacrifices, que Puisse Dieu, le Très Haut, vous accordez santé,
bonheur et de la joie.*

À mon cher papa source de vie, d'amour et d'affection,

*Tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, de la
personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es.*

*À mes frères HICHAME, SOUFIANE, AMAR, MOUAD, pour leur soutien
et leur encouragement,*

À ma douce sœur OUMAIMA

À toute la famille ACHEK et BELHACHEM

À mon binôme cher frère FETH-ALLAH ZAKARIA et sa famille

À mon cher ami ILYES

À tous mes amis sans exception.

À mes honorables professeurs,

À tout ce qui a contribué à la réussite de notre projet,

À vous cher lecteur.

ACHEK Alaa addin



DÉDICACE



*A ma cher maman **Allah** yerhamha qui a toujours voulu me voir diplômé, qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin et qui est à l'origine de toutes mes réussites.*

A ma Maman qui m'a tout donné,

A mon cher papa pour son précieux soutien, pour sa patience, pour son sourire réconfortant et ses sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie.

A mes chères sœurs, pour leurs encouragements et soutien moral.

*A mes chers frères **AMINE** et **ANOIR**,*

*A toute la famille **BAHLOULI** sans exception.*

*A mon frère et mon binôme **ALAA ADDINE**, et sa famille.*

*A mes amis **BOUMEDIENE**, **AMINE** et **AYMEN***

A tous mes amis sans exception.

A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Je vous dédie ce travail.

BAHLOULI Feth-allah Zakaria.

RÉSUMÉ

Ce projet consiste à faire une étude technique d'un bâtiment à usage d'habitation, bureautique et commercial, constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages. Il est implanté dans la commune de Birkhadem, wilaya d'Alger. Cette région est classée en zone sismique III a selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de cinq parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été réalisée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Pour la quatrième partie, nous avons effectué l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général). Pour le radier nous avons utilisé le logiciel SAFE2016.

Enfin, la dernière partie a pour objectif l'étude managériale en réalisant un devis quantitatif-estimatif.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Etude dynamique, Etude managériale, SAP2000, SAFE2016, RPA99 modifié 2003.

ABSTRACT

This project presents a technical study of a building for residential, office and commercial use consisting of a Ground floor over (09) floors, located in the town of Bir khadem in Algiers. This region is classified in the third seismic zone according to RPA99 version 2003.

Using the new rules for the calculation and verifications of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99), this study consists of five parts:

The first begins the general description of the project with a presentation of characteristics materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.

The second part aims to study the secondary elements (joists, stairs, parapet, balcony, elevator, and solid slab).

The dynamic study of the structure in the third part by software SAP2000 in order to determinate the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic load).

For the fourth part we started with the study of the resistant elements of the structure (columns, beams, walls, general raft) for the raft we used SAFE2016 software.

At the end of the last part, the objective of a managerial study and a bill of quantities

Keywords:

Building, Reinforced concrete, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modified 99. , SAP2000, SAFE2016

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة فنية لمبنى للاستخدام السكني والمكثبي والتجاري، يتكون من طابق أرضي و تسع طوابق علوية ببلدية بير خادم بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة RPA99V2003 و B.A.E.L91 معدل 99 ، تتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء:

يبدأ الأول في الوصف العام للمشروع بعرض لخصائص المواد، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً نزول الأحمال الجزء الثاني يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (الروافد ، السلالم ، الحاجز ، الشرفة ، المصعد والبلاطة الصلبة) بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بواسطة برنامج SAP2000 من أجل تحديد الضغوط المختلفة الناتجة عن الأحمال (الأحمال الدائمة، التشغيل والحمل الزلزالي) بالنسبة للجزء الرابع، بدأنا بدراسة العناصر المقاومة للهيكل (الأعمدة، الحزم، الجدران، الطوافة العامة) للطوف استخدمنا برنامج SAFE2016. في نهاية الجزء الأخير، الهدف منه الدراسة الإدارية وتقدير التكلفة

الكلمات الرئيسية:

بناء، خرسانة مسلحة، SAP2000، SAFE2016، RPA99 معدل 2003، BAEL91 معدل 99

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation du projet

I.1.Introduction	1
I.2.Présentation de l'ouvrage	1
I.3.Caractéristiques de la structure	2
I.4. Dimensions en plans des étages (1 ; 9)	2
I.5.Caractéristiques géotechniques du sol	2
I.6.Conception de la structure du bâtiment	2
I.7.Caractéristique mécanique des matériaux	3
I.7.1. Le béton	3
I.7.1.1. La masse volumique du béton	3
I.7.1.2. Résistance mécanique	4
I.7.1.3. La déformation longitudinale du béton	4
I.7.1.4. Le coefficient de poisson	4
I.7.1.5. Méthode de calcul	5
I.7.1.6. Définition des états limitent	5
I.7.1.7. Déformation et contrainte de calcul	5
I.7.1.8. Contrainte admissible de cisaillement	7
I.7.2. L'acier	7
I.7.2.1. Contraintes limites	7
I.7.2.2. Poids volumique	8
I.7.2.3. Pour l'acier	8
I.7.2.4. Hypothèse de calcul	8
I.7.2.5. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	9
I.8. Conclusion	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnement.....	10
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers.....	10
II.2.1.1.Les planchers à corps creux.....	10
II.2.1.2.Dimensionnement des poutrelles.....	12
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	13
II.3.1. Introduction	13
II.3.2. Les poutres	13
II.3.2.1.Poutre principale.....	14
II.3.2.2. Poutre secondaire.....	14
II.3.3.Les poteaux.....	15
II.4.Pré dimensionnement des voiles.....	18
II.5.Descente des charges.....	19
II.5.1.Plancher terrasse inaccessible.....	20
II.5.2.Plancher étage courant et R.D.C.....	20

II.5.3.Murs extérieurs.....	21
II.5.4.Murs intérieurs.....	21
II.5.5. Balcon.....	22
II.6. Conclusion.....	23

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Etude du Planchers.....	24
III.1.1. Introduction	24
III.1.2. Etude du plancher	24
III.1.3. Les charge des poutrelles.....	24
III.1.4. Types des poutrelles	24
III.1.5. Etude des poutrelles.....	26
III.1.6. Détermination des efforts internes.....	26
III.1.7. Ferrailages des poutrelles.....	31
III.1.7.1. Calcul des armatures longitudinales	32
III.1.7.2. Vérification au cisaillement.....	37
III.1.7.3. Vérification au glissement.....	37
III.1.7.4. Vérification de la flèche.....	37
III.1.7.5. Détermination du diamètre des armatures transversales	38
III.1.7.6. Ancrage des barres	39
III.1.7.7. Ferrailage de la dalle de compression	40
III.1.8. Schéma de ferrailage.....	40
III.2. Etude d'escaliers	41
III.2.1. Prédimensionnement des escaliers	41
III.2.2. Les différents types des escaliers	43
III.2.3. La descente de charge d'escalier	43
III.2.4. Les caractéristiques des escaliers	44
III.2.5. Calcul des efforts internes	44
III.2.6. Détermination du ferrailage	50
III.2.7. Vérification au cisaillement	55
III.2.8. Schéma de ferrailage.....	55
III.3. Etude de la poutre palière	56
III.3.1.Prédimensionnement	56
III.3.2. Charge supportée par la poutre palière	56
III.3.3. Calcul du ferrailage de la poutre palière.....	57
III.3.3.1. Calcul des armatures longitudinales.....	57
III.3.3.2. Vérification au cisaillement	62
III.3.3.3. Vérification de la flèche	62
III.3.3.4. Détermination du diamètre des armatures transversales	62
III.3.4. Schéma de ferrailage.....	63
III.4. Etude de l'acrotère	63
III.4.1. Principe de calcul	63
III.4.2. Calcul des sollicitations	64
III.4.3. Calcul de l'excentricité	65

III.4.4. Détermination du ferrailage	65
III.4.5. Schéma de ferrailage.....	69
III.5. Etude des balcons (dalle pleine).....	69
III.5.1.Types des balcons	69
III.5.2.L'épaisseur d'un balcon	69
III.5.3.Charges et surcharges supportées par le balcon	70
III.5.4.Moments fléchissant et efforts tranchants	70
III.5.5.Détermination du ferrailage	71
III.5.5.1.Calcul des armatures longitudinales	71
III.5.5.2.Vérification au cisaillement	74
III.5.5.3.Vérification de la flèche	74
III.5.6. Schéma de ferrailage de balcon	74
III.6. Etude de l'ascenseur	75
III.6.1. Introduction	75
III.6.2. Charges et surcharges supportées par la dalle	75
III.6.2.1. Charge et surcharge de la dalle	75
III.6.2.2. Charge et surcharge de la machine	76
III.6.3. Moments fléchissant	77
III.6.3.1. Sous la charge répartie	77
III.6.3.2. Sous la charge concentrée	77
III.6.3.3. Superposition des moments fléchissant	80
III.6.3.4. Calcul des moments fléchissant réels.....	81
III.6.4. Calcul du ferrailage de la dalle	82
III.6.5. Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement	83
III.6.6. Vérification de la nécessité d'armatures transversale	87
III.6.6.1. Calcul de la contrainte admissible	87
III.6.6.2. Calcul de l'effort tranchant	87
III.6.6.3. Superposition des efforts tranchants	88
III.6.6.4. La contrainte tangente	88
III.6.7. Schéma de ferrailage.....	89
III.7. Conclusion	89

Chapitre IV : Etude dynamique.

IV.1. Introduction.....	90
IV.2. Modélisation de la structure.....	90
IV.3. Méthodes de calcul.....	91
IV.3.1. Méthode statique équivalente.....	91
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	91
IV.3.3. Choix de la méthode.....	91
IV.4. Combinaison d'action.....	92
IV.5. Détermination de la force sismique totale V.....	92
IV.5.1. Période fondamentale de la structure T.....	92
IV.5.2. Les différentes dispositions des voiles.....	93
IV.5.3. Coefficient d'accélération A.....	96

IV.5.4. Coefficient de comportement global de la structure (R).....	96
IV.5.5. Facteur d'amplification dynamique moyen (D).....	96
IV.5.6. Facteur de qualité (Q).....	97
IV.5.7. Le poids total de la structure (W_T).....	99
IV.5.8. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V).....	100
IV.6. Caractéristique géométrique et massique de la structure.....	100
IV.6.1. Centre de torsion.....	100
IV.6.2. Centre de masse.....	101
IV.6.3. Evaluation des excentricités.....	101
IV.6.4. Excentricité accidentelle.....	102
IV.7. Participation massique.....	103
IV.8. Vérifications.....	104
IV.8.1. Vérification de l'effort tranchant à la base par la deuxième formule.....	104
IV.8.2. Justification de l'effort normal réduit.....	104
IV.8.3. Vérification des déplacements.....	105
IV.8.4. Vérification de l'effet P-Delta.....	107
IV.8.5. Vérification au renversement.....	108
IV.8.6. Vérification du coefficient de comportement R.....	110
IV.9. Méthode dynamique modale spectrale.....	111
IV.9.1. Spectre de réponse.....	111
IV.9.2. Résultante des forces sismiques de calcul.....	112
IV.10. Récapitulation.....	113
IV.11. Conclusion.....	114

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	115
V.2. Etude des poteaux.....	115
V.2.1. Introduction.....	115
V.2.2. Combinaisons des charges.....	115
V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	115
V.2.4. Sollicitations à considérer.....	117
V.2.5. Calcul du ferrailage longitudinal.....	118
V.2.6. Calcul du ferrailage transversal.....	121
V.2.7. Schéma du ferrailage.....	123
V.3. Etude des poutres.....	123
V.3.1. Introduction.....	123
V.3.2. Combinaisons des charges.....	123
V.3.3. Recommandations du RPA99, version 2003.....	124
V.3.4. Sollicitations dans les poutres.....	124
V.3.5. Calcul des poutres principales.....	124
V.3.5.1. Calcul des armatures longitudinales.....	124
V.3.5.2. Vérification au cisaillement.....	128
V.3.5.3. Vérification de la flèche.....	128
V.3.5.4. Détermination du diamètre des armatures transversales.....	129
V.3.6. Calcul des poutres secondaires.....	129

V.3.6.1. Calcul des armatures longitudinales.....	129
V.3.6.2. Vérification au cisaillement.....	133
V.3.6.3. Vérification de la flèche.....	134
V.3.6.4. Détermination du diamètre des armatures transversales.....	134
V.3.7. Calcul des bande noyer.....	134
V.3.7.1. Calcul des armatures longitudinales.....	134
V.3.7.2. Vérification au cisaillement.....	139
V.3.7.3. Vérification de la flèche.....	139
V.3.7.4. Détermination du diamètre des armatures transversales.....	139
V.3.8. Tableau récapitulatif des poutres.....	140
V.3.9. Schéma du ferrailage.....	140
V.4. Étude des voiles.....	141
V.4.1. Introduction.....	141
V.4.2. Combinaison des charges.....	141
V.4.3. La disposition des voiles.....	142
V.4.4. Les groupes et Prédimensionnement des voiles.....	142
V.4.5. Armatures verticales.....	142
V.4.6. Armatures horizontales.....	144
V.4.7. Armatures transversales.....	144
V.4.8. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	144
V.4.9. Exemple de calcul.....	145
V.4.9.1. Déterminations des sollicitations.....	145
V.4.9.2. Armatures verticales.....	145
V.4.9.3. Armatures horizontales.....	146
V.4.9.4. Diamètre max des armatures.....	146
V.4.9.5. Espacement.....	146
V.4.10. Dessin du ferrailage.....	147

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	148
VI.2. La stabilité des fondations.....	148
VI.3. Le choix de type de fondations.....	148
VI.4. Etudes des semelles filantes.....	148
VI.4.1. Prédimensionnement des semelles filantes.....	148
VI.4.2. Vérification de chevauchement entre semelles filantes.....	149
VI.5. Etude du radier.....	149
VI.5.1. Prédimensionnement du radier.....	150
VI.5.2. Vérification au poinçonnement.....	150
VI.5.3. Vérification de la contrainte du sol.....	151
VI.5.4. Vérification du tassement.....	152
VI.5.5. Les différentes sollicitations.....	153
VI.5.6. Ferrailage du radier.....	154
VI.5.6.1. Ferrailage de la dalle.....	154
VI.5.6.1.1. Calcul à l'ELU.....	154

VI.5.6.1.2. Vérification à l'ELS.....	158
VI.5.6.1.3. Vérification au cisaillement.....	159
VI.5.6.1.4. Calcul de l'espacement.....	159
VI.5.6.2. Ferrailage de la nervure.....	160
VI.5.6.2.1. Calcul à l'ELU.....	160
VI.5.6.2.2. Vérification à l'ELS.....	162
VI.5.6.2.3. Vérification au cisaillement.....	163
VI.5.6.2.4. Calcul d'espacement des cadres.....	163
VI.5.6.2.5. Détermination du diamètre des armatures transversales.....	163
VI.5.6.2.6. Schéma du ferrailage.....	164

Chapitre VII : Etude Managériale

VII.1.Introduction.....	165
VII.2.Management de projet.....	165
VII.2.1.Définition.....	165
VII.2.2.Le Projet.....	165
VII.2.3.Le rôle du manager.....	166
VII.2.4.Cycle de vie d'un projet.....	166
VII.3.Les différents intervenants du projet.....	167
VII.4.Planification et ordonnancement.....	168
VII.4.1.Introduction.....	168
VII.4.2.Works breakdown structure (WBS).....	168
VII.4.3.Le diagramme de GANTT.....	168
VII.5.Les ressource.....	168
VII.5.1.Les ressources humaines.....	168
VII.5.2.Les ressources matérielles et matériaux.....	169
VII.6.Utilisation de logiciel de la planification (MS Project).....	169
VII.7.Le devis quantitatif – estimatif.....	170
VII.8.Conclusion.....	181

CONCLUSION GENERALE.

REFERENCE BIBIOGRAPHIQUES.

ANNEXE A.

ANNEXE B.

ANNEXE C.

ANNEXE D.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau I.1 : Dimension en plan et en élévation.....	2
--	---

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau II.1 : Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux.....	18
Tableau II.2 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.....	18
Tableau II.3 : Dimensionnement des voiles.....	19
Tableau II.4 : Charge à la terrasse inaccessible.....	20
Tableau II.5 : Descente des charges d'étage courant.....	21
Tableau II.6 : Charge permanents des murs extérieurs.....	21
Tableau II.7 : Charge permanents des murs intérieurs (type1.....	22
Tableau II.8 : Charge permanents des murs intérieurs (type 2.....	22
Tableau II.9 : Descente des charges (Balcon.....	23

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : Charge supportées par les poutrelles.....	24
Tableau III.2 : Récapitulation des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	31
Tableau III.3 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles.....	39
Tableau III.4 : La longueur de la ligne de foulée.....	42
Tableau III.5 : L'inclinaison de la paillasse.....	42
Tableau III.6 : La longueur de la paillasse.....	42
Tableau III.7 : épaisseurs de palier et paillasse des différentes volées.....	42
Tableau III.8 : Evaluation des charges du palier.....	43
Tableau III.9 : Evaluation des charges du paillasse.....	44
Tableau III.10 : Les dimensions des escaliers.....	44
Tableau III.11 : Les charges des escaliers.....	44
Tableau III.12 : Combinaison d'action pour le palier et la paillasse.....	45
Tableau III.13 : Les efforts internes pour les différentes volées.....	49
Tableau III.14 : le moment en travée et en appuis.....	49
Tableau III.15 : Ferrailage des différents types des escaliers.....	55
Tableau III.16 : charges et surcharges en ELU et ELS.....	57
Tableau III.17 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palier.....	57
Tableau III.18 : Efforts appliqués sur la poutre palière.....	57
Tableau III.19 : Calcul des sollicitations.....	65
Tableau III.20 : Charge de mur au niveau du balcon.....	70
Tableau III.21 : charge de la maçonnerie.....	70
Tableau III.22 : Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon.....	74
Tableau III.23 : Charges et surcharge de la dalle.....	76
Tableau III.24 : Résultats de calcul.....	80
Tableau III.25 : Moment fléchissant de la dalle pleine.....	82
Tableau III.26 : Les espacements.....	84

Chapitre IV : Etude Dynamique

Tableau IV.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité.....	99
Tableau IV.2 : Poids des différents étages de la structure.....	100
Tableau IV.3 : Centre de torsion des planchers.....	101
Tableau IV.4 : Centre de masse de chaque niveau.....	101
Tableau IV.5 : Les excentricités théoriques des planchers.....	102
Tableau IV.6 : Les excentricités accidentelles.....	102
Tableau IV.7 : Excentricité finale.....	103
Tableau IV.8 : Participation massique.....	103
Tableau IV.9 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.....	104
Tableau IV.10 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.....	105
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements suivant le sens X-X (R= 5).....	106
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements suivant le sens X-X (R= 4).....	106
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements suivant le sens Y-Y (R= 4).....	107
Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x.....	108
Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P- Δ suivant Y.....	108
Tableau IV.16 : Vérification au renversement (Sens X-X).....	109
Tableau IV.17 : Vérification au renversement (Sens Y-Y).....	109
Tableau IV.18 : Les forces sismiques par SAP2000	110
Tableau IV.19 : Les efforts tranchants des voiles par SAP2000	110
Tableau IV.20 : Les efforts normaux des voiles par SAP2000	110
Tableau IV.21 : L'effort normal global des voiles par SAP2000	111
Tableau IV.22 : Les réactions à la base obtenue par SAP2000.....	113
Tableau IV.23 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	113
Tableau IV.24 : Participation massique.....	113
Tableau IV.25 : Poids des différents étages de la structure.....	114

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitation tangentes.....	116
Tableau V.2 : Sollicitations des poteaux.....	117
Tableau V.3 : Ferrailage du poteau de RDC dû à plusieurs sollicitations.....	119
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	120
Tableau V.5 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	120
Tableau V.6 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.....	122
Tableau V.7 : Ferrailage transversal des poteaux.....	122
Tableau V.8 : Sollicitations dans les poutres.....	124
Tableau V.9 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.....	140
Tableau V.10 : Les groupes de voiles et leurs dimensions.....	142
Tableau V.11 : Vérification des voiles au cisaillement.....	144
Tableau V.12 : Sollicitations dans les voiles V2.....	145
Tableau V.13 : Ferrailage verticale et Ferrailage horizontal du voile.....	145

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : les sollicitations de la dalle.....	153
Tableau VI.2 : Les sollicitations de la nervure.....	154

Tableau VI.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.....	159
Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage de la dalle.....	159
Tableau VI.5 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.....	163
Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage de la nervure.....	164
Chapitre VII : Etude Managériale	
Tableau VII.1 : Ressources matériels et matériaux.....	169
Tableau VII.2 : Devis estimatif et quantitatif du projet.....	171

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1 : Photo de google earth.....	1
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation de béton.....	5
Figure I.3 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	6
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	7
Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	11
Figure II.2 : Plancher à corps creux et dalle pleine.....	11
Figure II.3 : schémas d'une poutrelle.....	12
Figure II.4 : schémas d'une poutre.....	15
Figure II.5 : la surface supportée par le poteau le plus sollicité.....	15
Figure II.6 : Coupe de voile en élévation.....	19
Figure II.7 : Plancher terrasse inaccessible.....	20
Figure II.8 : Plancher étage courant	20
Figure II.9 : Coupe transversale du Mur extérieur (double paroi).....	21
Figure II.10 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 1).....	22
Figure II.11 : coupe transversale du mur intérieur (type2).....	22
Figure II.12 : Dalle de balcon.....	23

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1: Coupe transversale du plancher.....	24
Figure III.2 : Schéma statique de poutrelles (Type 08) d'étage courant.....	26
Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant ultimes trouvés.....	26
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés.....	28
Figure III.5 : Diagramme des moments de service trouvés par le SAP 2000.....	28
Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants de service trouvés par le SAP 2000.....	28
Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant ultimes trouvés.....	28
Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés.....	30
Figure III.9 : Diagramme des moments de service trouvés par le SAP 2000.....	30
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants de service trouvés par le SAP 2000.....	30
Figure III.11 : dimension de la poutrelle.....	31
Figure III.12 : Ancrage.....	32
Figure III.13 : ferrailage de poutrelle en appui.....	40
Figure III.14 : ferrailage de poutrelle en travée.....	40
Figure III.15 : Treillis soudés (15x15) cm ²	41
Figure III.16 : Vue en plan.....	43
Figure III.17 : Les différents types d'escaliers.....	43
Figure III.18 : Schéma statique d'escalier type 01	44
Figure III.19 : Schéma statique d'une volée d'escalier à l'ELU.....	45
Figure III.20 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU.....	47
Figure III.21 : Schéma statique d'une volée d'escalier à l'ELS.....	47

Figure III.22 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS.....	49
Figure III.23 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'escalier type 01.....	55
Figure III.24 : Charges supportées par la poutre palière.....	56
Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	63
Figure III.26 : Schématisation de l'acrotère.....	63
Figure III.27 : section de calcul d'acrotère.....	65
Figure III.28 : Ferrailage de l'acrotère.....	69
Figure III.29 : Types des balcons.....	69
Figure III.30 : Ferrailage du balcon.....	74
Figure III.31 : Schéma d'un ascenseur.....	75
Figure III.32 : Zone d'impact.....	78
Figure III.33 : Dimensions de la charge concentrée.....	78
Figure III.34 : Ferrailage de la dalle machine.....	89

Chapitre IV : Etude Dynamique

Figure IV.1 : Disposition 1 (Sans voiles).....	93
Figure IV.2 : Disposition 2.....	94
Figure IV.3 : Disposition 3.....	94
Figure IV.4 : Disposition 4.....	95
Figure IV.5 : Disposition 5.....	95
Figure IV.6 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE ».....	112

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1 : Ferrailage des poteaux des RDC (75x75).....	123
Figure V.2 : Ferrailage des poutres.....	141
Figure V.3 : Disposition des voiles	142
Figure V.4 : dispositions du ferrailage longitudinal du voile.....	147
Figure V.5 : disposition du ferrailage transversale du voile.....	147

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Schéma du Radier.....	150
Figure VI.2 : Radie générale.....	151
Figure VI.3 : Le déplacement max du radier « SAFE ».....	152
Figure VI.4 : Moments M_{11} à ELU.....	153
Figure VI.5 : Moments M_{22} à L'ELU.....	153
Figure VI.6 : Section de nervure.....	160
Figure VI.7 : Ferrailage des nervures.....	164

Chapitre VII : Etude Managériale

Figure VII.1 : Caractéristiques d'un projet.....	165
Figure VII.2 : Cycle de vie du projet.....	166

NOTATIONS

G : Action permanente.
Q : Action d'exploitation.
E : Action accidentelle.
L_i: Longueur du porté.
M₀: Moment isostatique.
M_A: Moment en appui.
M_t: Moment en travée.
V : Effort tranchant.
A_{st}: Section de ferrailage.
A_{sc}: Armatures de compression.
 τ_u : Contrainte de cisaillement.
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement du béton.
T_u: Effort tranchant.
 \emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.
 \emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.
S_t: Espacement entre cadre.
F_e: Limite élastique d'acier.
 γ : Poids de béton.
 σ_{bc} : Contrainte du béton.
 σ_{st} : Contrainte de l'acier.
 σ_{bc} : Contraintes dans le béton admissible.
 σ_{st} : Contraintes acier admissible.
n : Coefficient d'équivalence.
 ν : Coefficient de poisson.
M_s: Moment à l'état de service.
M_u: Moment à l'état ultime.
X : Position de l'axe neutre.
I: Moment d'inertie.
f_i: Flèche sous chargement instantané.
f_v: Flèche sous chargement de longue durée.
 \bar{f} : Flèche admissible.
E_i: Déformation instantanée.
E_v: Déformation instantanée.
f_{t28}: Résistance de traction du béton.
f_{c28}: Résistance de compression du béton.
f_{bc}: Contrainte du béton.
g : Largeur de marche (giron).
 ρ : Masse volumique.
A_r: Armatures de répartition.
S: Surface.
U: Périmètre de la section.

N : Effort normale.
 T : Période.
 C_T : Coefficient du système de contreventement.
 D: Dimension du bâtiment mesurée à sa base.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 ε : Pourcentage d'amortissement.
 W_T : Poids total de la structure.
 β : Coefficient de pondération.
 A : Coefficient d'accélération.
 R : Coefficient de comportement.
 ELU : Etat limite ultime.
 ELS : Etat limite service.
 B : Section transversale des poteaux.
 $\Delta(ek)$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques.
 $\Delta(k)$: Déplacement relatif au niveau (K).
 h_e : Hauteur de l'étage.
 e : L'excentricité.
 L_r : Longueur de recouvrement.
 λ_g : L'élancement géométrique.
 l_f : Longueur de flambement.
 (a ; b) : Dimensions du poteau.
 ρ_a : Coefficient correcteur.
 N_d : Effort normal maximal appliqué sur une section.
 B_r : Section réduite du poteau obtenue.
 α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.
 r : Rayon de courbure.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 l_s : Longueur de scellement droit.
 ψ : Coefficient d'ancrage.
 L_D : Longueur développée de l'ancrage.
 A_v : Section d'armature verticale.
 $\bar{\sigma}_{\text{Admissible}}$: Contrainte admissible du sol.
 h_r : Hauteur du radier dalle.
 K: Coefficient de raideur du sol.
 C.V : Condition vérifié.
 C.N.V : Condition non vérifié.
 P.C : partiellement comprimé.
 S.P.C : section partiellement comprimé.
 S.E.C : section entièrement comprimé.

INTRODUCTION GENERALE

Dans notre pays, l'Algérie, il y a une crise d'habitation à cause de l'importante croissance démographique ces dernières années. Donc l'état algérien a programmé de construire des bâtiments, surtout en hauteur, pour résoudre ce problème.

Et pour construire des bâtiments, intervient le domaine du génie civil qui est un domaine spécialisé et très vaste. Nous pouvons citer comme sous-domaine : l'urbanisme dont la fonction, d'une manière générale, est de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire. Aussi, les principales spécialisations du génie civil sont la structure, l'hydraulique, l'environnement et la géotechnique.

Le projet que nous avons étudié consiste en un bâtiment à usage d'habitation, bureautique et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la commune de Birkhadem la wilaya d'Alger. Cette région est classée en zone sismique IIIa selon le RPA99 version 2003.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets.

Pour le faire, nous avons réparti le mémoire en sept chapitres précédés par une introduction générale à savoir :

Le premier chapitre consiste à donner une présentation du projet.

Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux, ainsi que la descente des charges.

Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre comporte l'étude dynamique de la structure, réalisée par le logiciel SAP2000.

Le cinquième et le sixième chapitre sont réservés à la détermination du ferrailage des éléments structuraux et de l'infrastructure (poteau, poutre, voile, radier général). Pour le radier on a utilisé logiciel SAFE2016.

Le septième chapitre traite une étude managériale et d'un devis quantitatif-estimatif.

Finalement, on termine par une conclusion générale.

Chapitre I :
PRESENTATION
DE
PROJET

I.1. Introduction :

Le béton armé est parmi les matériaux de construction qui sont les plus utilisés et les plus économiques dans la plupart des constructions. Il est le plus répandu dans notre pays, de fait que la majorité des ouvrages sont construits en béton armé.

Il constitue une branche de génie civil qui a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

Ce chapitre a pour but de présenter le projet et ces caractéristiques géographiques et géométriques, avec la définition des caractéristiques des matériaux qui sont utilisés comme l'acier et le béton.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le terrain du projet se situe à Bir Khadem lieu-dit Sidi Magnouche wilaya d'Alger. Sa superficie est de **2.60 HECTARE**, le projet est constitué de six bâtiments à usage mixte.

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment à usage mixte, composé d'un Rez-de-chaussée plus neuf étages. Le Rez-de-chaussée est à usage commerciale et bureau. Les autres niveaux sont à usage d'habitation. L'accès aux étages supérieurs s'effectuant moyennant ascenseurs et une cage d'escalier.

Ce bâtiment est implanté à la wilaya d'Alger qui est une Zone de forte sismicité zona III d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).



Figure I.1.Photo de Google earth.

I.3. Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

Tableau I.1 : Les dimensions en plan et en élévation de la structure.

Longueur totale du bâtiment	33.47 m
Largeur totale du bâtiment	22.40 m
Hauteur totale du bâtiment	32.30 m
Hauteur du RDC	3.23 m
Hauteur des étages courants	3.23 m

I.4. Dimensions en plans des étages (1 ; 9) :

- Longueur suivant (x) : $L_x = 34.85$ m.
- Largeur suivant (y) : $L_y = 23.85$ m.

I.5. Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99 V 2003 comme zone de forte sismicité (**zone III**).
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.
- Le site est considéré comme **site meuble**.

I.6. Conception de la structure du bâtiment :

- **Ossature :**

C'est une ossature auto- stable réalisé en système de portique (poteaux- poutres).

- **Planchers :**

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. On distingue :

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

- **Escaliers :**

Sont des éléments non structuraux. Permettant le passage d'un niveau à un autre

On a un type d'escalier :

Escalier avec trois volées avec deux paliers utilisés pour l'accès a le reste de la structure.

- **Acrotère :**

La structure comporte une terrasse inaccessible qui est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et une épaisseur de 10 cm.

- **Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil utilisé pour faciliter le déplacement des personnes entre les étages.

- **Maconnerie :**

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuses. Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

✓ **Mur extérieur :**

Sont des murs réalisés en double parois en brique creuse de (15 cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.

✓ **Mur intérieur :**

Sont des murs réalisés en simple paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

• **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

• **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

• **Fondation :**

Le dite de projet est caractérisé par un sol meuble, la contrainte admissible est égale à 2 bar, et la transmission des charges par la super structure en sol est assuré parle un radier générale

I.7.Caractéristique mécanique des matériaux :

I.7.1.Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sable, gravillons) et eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction

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

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

I.7.1.1. la masse volumique du béton :

La masse volumique du béton varie entre **2200 (Kg/m³)** et **2400 (Kg/m³)**.

On considère réglementairement que la masse volumique du béton armé est de **2500 (Kg/m³)**.

I.7.1.2. Résistance mécanique :✓ **La résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression {j jours d'âge déterminé {partir d'essai sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} ; f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow j \leq 28 \text{ jrs.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \rightarrow j \geq 28 \text{ jrs.}$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 28 \text{ MPa}$

✓ **La résistance du béton à la traction :**

Cette résistance est définie par la relation $f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$

$$\text{Pour } f_{c28} = 28 \text{ MPa} \rightarrow f_{i28} = 0.6 + 0.06 \times 28. \rightarrow f_{i28} = 2.28 \text{ MPa}$$

I.7.1.3. La déformation longitudinale du béton :- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours} \rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{28} = 33402.478 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation différé :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{iv} est égale à :

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours} \rightarrow E_{i28} = 3700 \sqrt[3]{28} = 11235.379 \text{ MPa.}$$

I.7.1.4. Le coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

- ✓ $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.
- ✓ $(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

- $\nu = 0.2$ pour ELS (béton non fissuré)
- $\nu = 0.0$ pour ELU (béton fissuré)

I.7.1.5. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

I.7.1.6. Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **Sa ruine totale ou partielle.** D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

I.7.1.7. Déformation et contrainte de calcul :

Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

✓ **Diagramme parabole rectangle (B.A.E. L91modifié99.p80) :**

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)

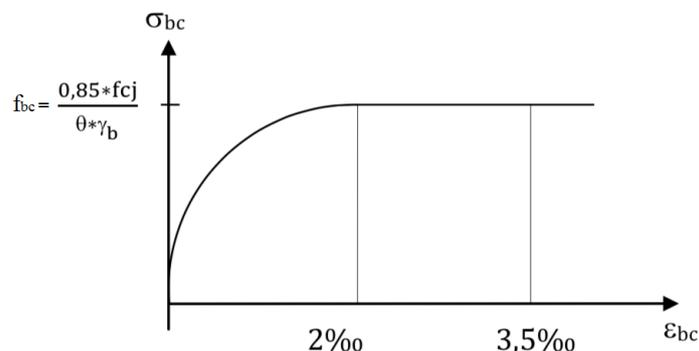


Figure. I.2: diagramme contrainte-déformation de béton.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

- ✓ $\gamma_b = 1.5$ cas général.
- ✓ $\gamma_b = 1.15$ cas accidentel

θ : Coefficient d'application

- ✓ $\theta = 1$: pour une longue durée > 24h
- ✓ $\theta = 0.9$: si 1h < la durée < 24h
- ✓ $\theta = 0.85$: si la durée > 1h

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b \times \theta} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right].$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}.$$

ELS : La contrainte de compression du béton a l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 16.8 \text{ MPa}$$

✓ **Diagramme rectangulaire (B.A.E. L91modifié99.p81) :**

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

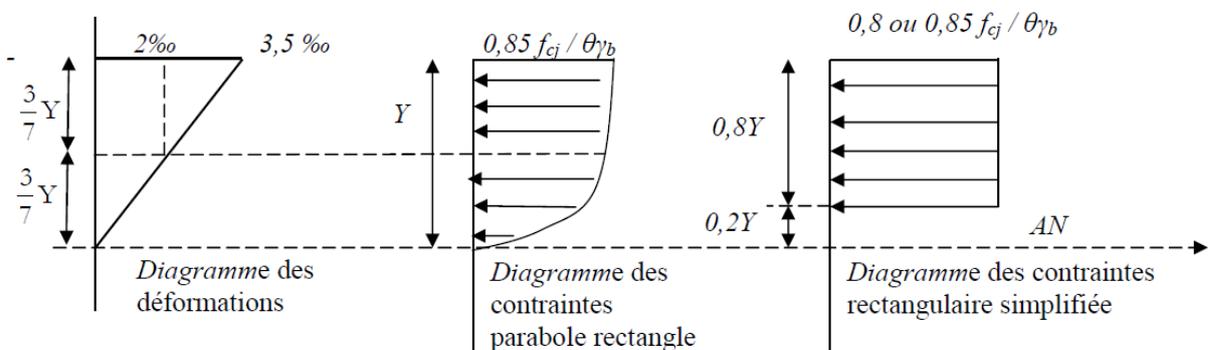


Figure I.3: Diagramme rectangulaire simplifié.

- ✓ Sur une distance de 0.2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- ✓ Sur la distance restante 0.8 y la contrainte a pour valeur $\frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$ pour les zones comprimées dont le largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées. $\frac{0.8 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

I.7.1.8. Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec:

- b : largeur de la pièce.
- d : hauteur utile.

I.7.2. L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de Carbone, le pourcentage de Carbone est de **0.5% à 2%**

En fonction de ce pourcentage on peut définir plusieurs qualités. Le rôle de l'acier est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion .sa température de fusion varie de 1400 à 1600° La densité varie entre 7.8 à 7.9 (Kg/m³).

Sa limite d'élasticité garantie est désignée par fe.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- ✓ Acier HA FeE400 (Fe=400MPa), pour les armatures longitudinales.
- ✓ Acier RL FeE235 (Fe=235MPa), pour les armatures transversales.
- ✓ Acier TSL (Fe=500MPa), pour les treillis soudés

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

I.7.2.1. Contraintes limites :

- **L'état limite ultime :**

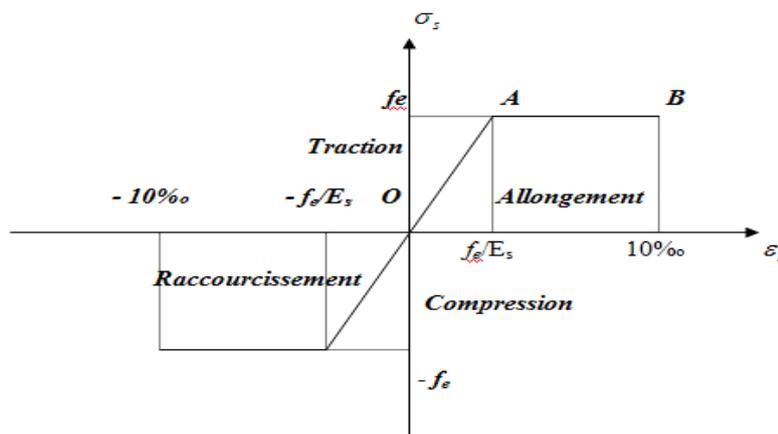


Figure. I.4: diagramme contrainte déformation de l'acier.

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations

$$\sigma_s = f (\varepsilon\text{‰})$$

Avec:

- $\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$ dans le cas général

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

▪ **L'état limite service :**

- Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable $\sigma_{stadm} = \min \left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{stadm} = \min (0.5f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa})$.

Avec :

- η : coefficient de fissuration
- $\eta=1$: pour des ronds lisses (RL)
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ (HA)

I.7.2.2. Poids volumique :

Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

Acier $\rightarrow \gamma_b = 78.5 \text{ KN/m}^3$

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 28 \text{ MPa}$.
- La résistance du béton à la traction est $f_{t28} = 2.28 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est $E_{vj} = 11235.379 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est $E_{ij} = 33402.478 \text{ MPa}$.

I.7.2.3. Pour l'acier :

- Longitudinales on choisit le « FeE400 » H.A.
- Transversales on choisit le « FeE235 » R.L.
- Treillis soudés (de la dalle de compression) « FeE500 » H.A.

I.7.2.4. Hypothèse de calcul :

▪ **ELU :**

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 - ✓ $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 - ✓ $\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ en compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.

Règle des trois pivots(B.A.E.L91modifié99.p83) :

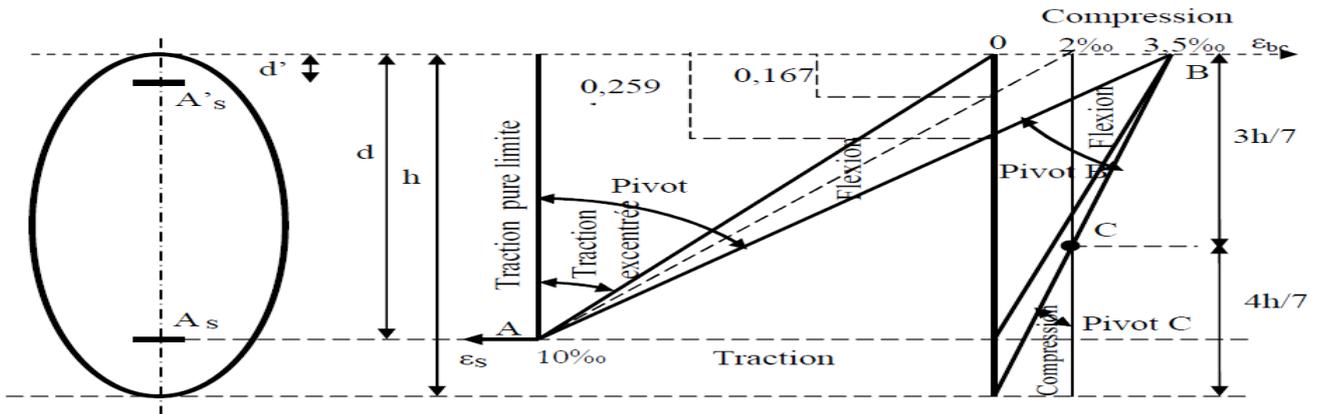


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

▪ **ELS :**

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

- Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalente »}$$

I.7.2.5. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- **ELU :** Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1.35 G + 1.5 Q$.
- **ELS :** Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes

$$\begin{cases} G+Q+E & G : \text{charge permanente} \\ G+Q (+/-) 1.2 E & Q : \text{charge d'exploitation} \\ 0.8 G+E & E : \text{effort sismique.} \end{cases}$$

I.8. Conclusion:

Dans ce chapitre, on a précisé toutes les hypothèses de calcul (valeurs des paramètres de l'acier et du béton) pour qu'on puisse bien faire l'étude de notre structure.

Chapitre II :
PRÉDIMENSIONNEMENT
ET
DESCENTE DES CHARGES

II.1. Introduction :

Pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Ensuite, nous évaluons une descente de charges et surcharges, et après on détermine les différentes sollicitations dans chaque élément porteur, et de tous les niveaux jusqu'à les fondations.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- ✓ **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- ✓ **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont reprises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

II.2. Pré dimensionnement :

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

II.2.1.1. Les planchers à corps creux :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- Le critère de la plus petite portée (réduire la flèche).
- Le critère de continuité (le maximum d'appuis)

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le C.B.A.93. L'épaisseur de plancher est conditionnée par :

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

Avec :

- h_t : Hauteur du plancher
- L : la longueur de la poutrelle entre nus d'appui

On a: $L_{\max} = 5.30 \text{ m} = 530 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_t \geq \frac{530}{22.5} = 23.55 \text{ cm}$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale : **$h = 25 \text{ cm}$**

$h_t = 25 \text{ cm}$ donc soit un plancher (20+5)

Avec :

- 20 cm : corps creux.
- 5 cm : dalle de compression.

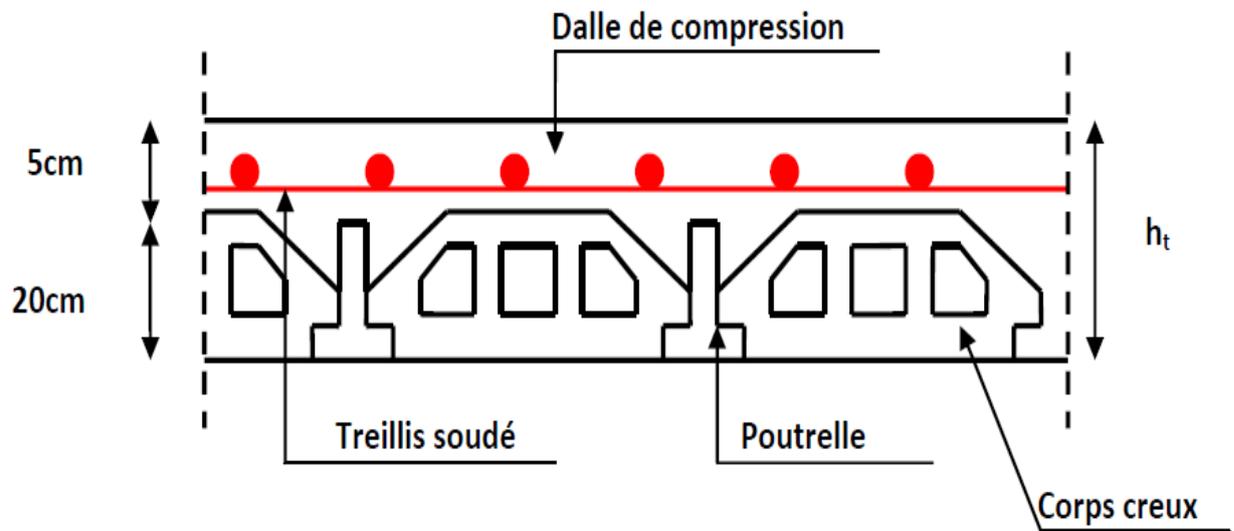


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

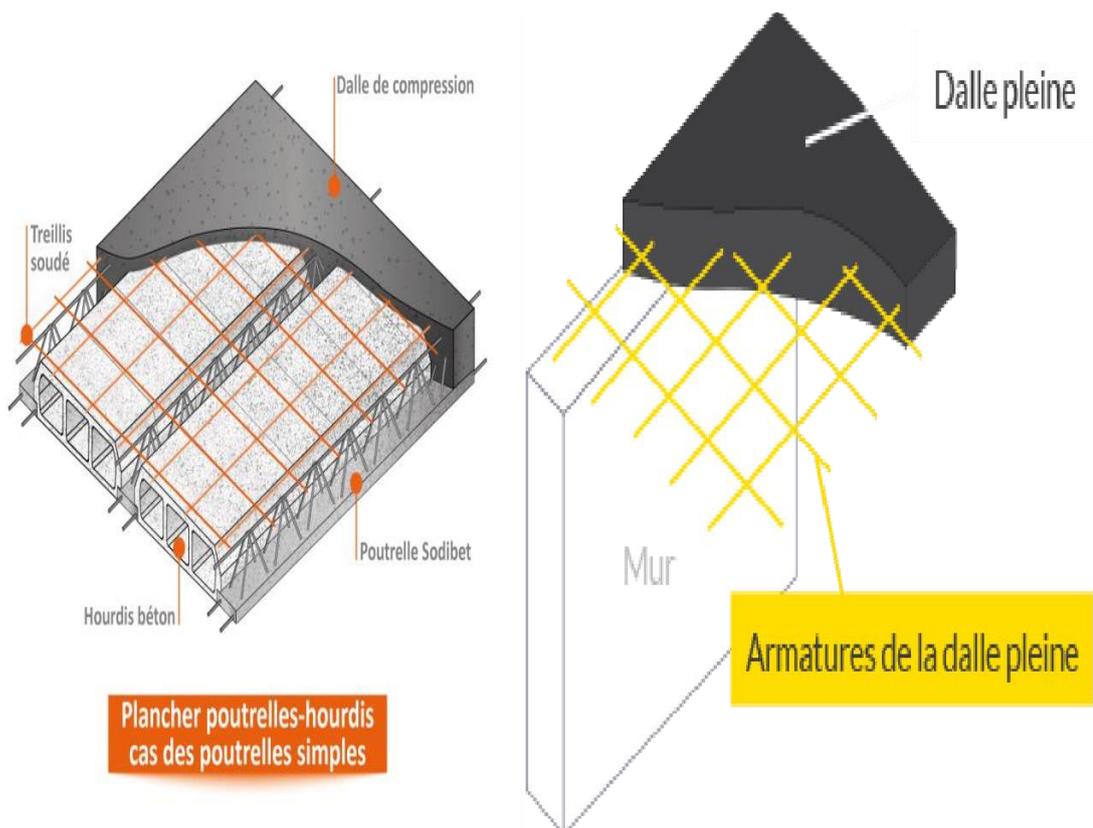


Figure II.2 : Plancher à corps creux et dalle pleine.

II.2.1.2. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, elles reposent à leurs extrémités sur des murs porteurs ou des poutres en béton armé. Les poutrelles sont disposées à intervalles réguliers et reçoivent les hourdis.

Leur pré dimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La largeur de la table de compression est définie par :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) \times h \rightarrow b_0 = ((0.4 \times 25) \text{ et } (0.8 \times 25)) \text{ cm} \rightarrow b_0 = (10 ; 20)$$

On adopte : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

Avec :

- L_x : La distance entre nus de deux poutrelles disposées parallèles (Choix)
- L_y : La longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 360 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{360}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq \min(26.5 ; 36)$$

On adopte: $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$b = (2 \times b_1) + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

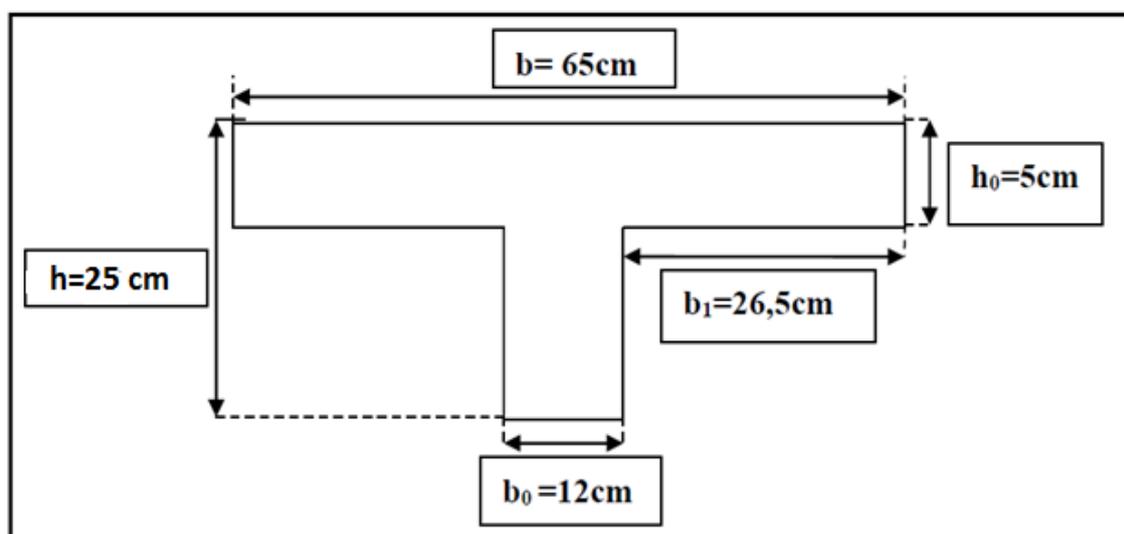


Figure. II.3: schémas d'une poutrelle

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1. Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles) soient pré dimensionnés de telle manière à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

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

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles **B.A.E.L91et RPA99 version 2003.**

II.3.2. Les poutres :

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

▪ **Les poutres principales :**

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

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

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

✓ **D'après le RPA99 V2003 :**

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

✓ **D'après BAEL :**

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{20} ; 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

- L : portée de la poutre
- h : hauteur de la section transversale.
- b : largeur de la section transversale.

II.3.2.1. Poutre principale :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

Pour les poutres principales, la portée maximale (entre-axe de deux poteaux successif) vaut

$$L_{\max} = 5.60 \text{ m} = 560 \text{ cm}$$

$$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{20} \rightarrow 37.33 \leq h \leq 28$$

On prend: **h = 45 cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

On prend: **b = 30 cm**

La dimension de la poutre doit satisfaire à la condition du RPA 99 version 2003

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V
- $h \geq 30 \text{ cm}$ $45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ C.V
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $1.5 \leq 4$ C.V

Donc la dimension de la poutre principale serait $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.3.2.2. Poutre secondaire :

On a $L_{\max} = 5.60 \text{ m} = 560 \text{ cm}$

$$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{20} \rightarrow 37.33 \leq h \leq 28$$

On prend : **h = 40 cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

On prend : **b = 30 cm**

La dimension de la poutre doit satisfaire à la condition du RPA 99 version 2003

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V
- $h \geq 30 \text{ cm}$ $40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ C.V
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $1.33 \leq 4$ C.V

Donc la dimension de la poutre principale serait $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

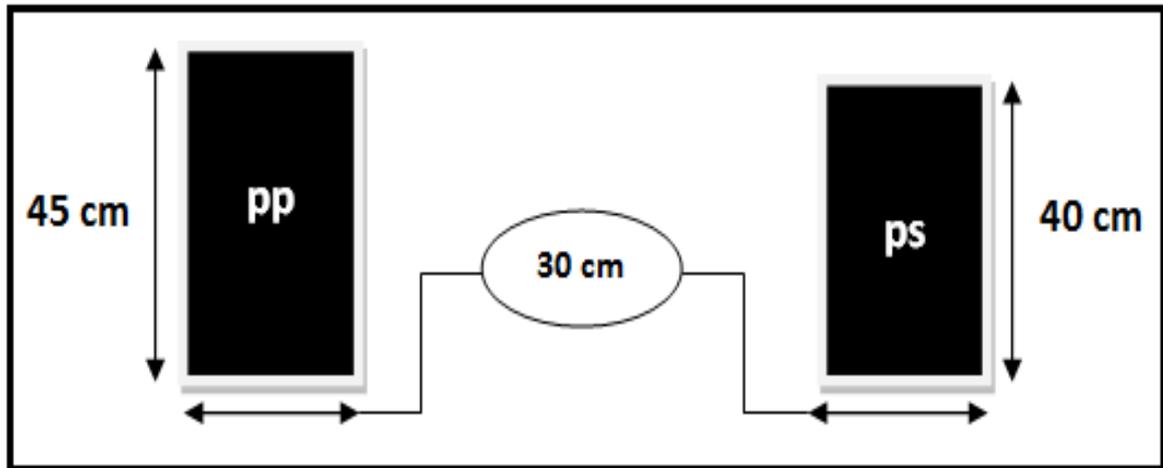


Figure. II.4: schémas d'une poutre.

II.3.3. Les poteaux :

En considérant que les différents éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N , le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ (zones I et IIa)
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{ cm}$ (zone IIb et III)
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Avec :

- h_e : hauteur du poteau

On prend le poteau le plus sollicité :

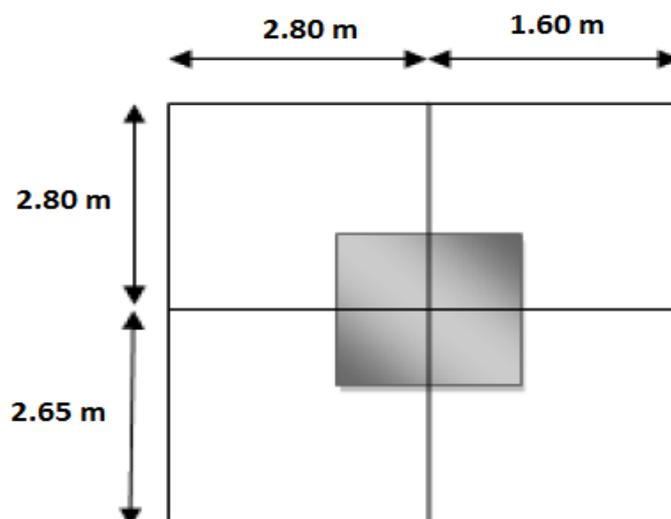


Figure. II.5: la surface supportée par le poteau le plus sollicité.

Section réduite :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \delta_s}}$$

Avec : $N_u = S \times p_u \times n$

- N_u : la charge verticale a l'ELU
- S : la surface supportée par le poteau le plus défavorable
- n : le nombra de plancher ($n = 10$)
- $p_u = 1t/m^2$

$$S = (2.8+1.6) \times (2.8+2.65) = 4.4 \times 5.45 = \mathbf{23.98 \text{ m}^2}$$

Poteaux de RDC (n = 10)

$$N_u = 1 \times 23.98 \times 10 = \mathbf{239.8 \text{ t}} \rightarrow N_u = \mathbf{2.398 \text{ MN}}$$

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

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 52 \\ \beta = 0.85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On fixe sur un élanement mécanique $\lambda = 35$, pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée ($\beta = 1.2$ parce que $\lambda = 35$)

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{\theta \times \delta_b}$$

Avec :

- $F_{c28} = 28 \text{ MPa}$
- $\delta_b = 1.5$
- $\delta_s = 1.15$
- $F_e = 400 \text{ MPa}$
- $\theta = 1$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{\theta \times \delta_b} = \frac{0.85 \times 28}{1 \times 1.5} \rightarrow F_{bc} = \mathbf{15.86 \text{ MPa}}$$

D'après le règlement BAEL91modifiée99 :

Br : la section réduite de poteaux

- **Pour un poteau rectangulaire :**

$$Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02) \text{ m}^2$$

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{f_e \times 0.85}{100 \times \gamma_s}}$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 2.398}{\frac{15.86}{0.9} + \frac{400 \times 0.85}{100 \times 1.15}}$$

$$Br \geq 0.14 \text{ m}^2$$

On a:

$$Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$$

$$Br = (a - 0.02)^2 \rightarrow \text{section carrée}$$

$$Br = (a - 0.02)^2 \geq 0.14$$

$$Br = (a - 0.02) \geq \sqrt{0.14}$$

$$a - 0.02 \geq 0.374$$

$$a \geq (0.374 + 0.02) = 0.394 \text{ m}$$

$$a \geq 39.4 \text{ cm}$$

On prend: **a = b = 60 cm**

Donc la section retenue pour les poteaux est $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

▪ **Vérification d'après le RPA 99 version 2003 :**

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ $60 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$ $60 \text{ cm} \geq \frac{323}{20} = 16.15 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$ $0.25 \leq 1 \leq 4$ (Condition vérifiée)

Donc la dimension de poteaux serait $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

▪ **Vérification du poteau au flambement :**

- **Calcul du moment d'inertie (Ix, Iy) :**

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{60^4}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de rayon de giration (ix, iy) :**

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{\frac{1080000}{60^2}} = 17.32 \text{ cm}$$

- **Elancements mécanique $\lambda(x, y)$:**

$$L_f = K \cdot H_0$$

Avec :

- L_f : longueur de flambement.
- $H_0 = 3.23 \text{ m}$ (La hauteur sur le plafond).
- $K = 0.7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 323}{17.32} = 13.05$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 13.05 < 50 \rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

Tableau. II.1 : Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux

Niveau	N	Nu(MN)	S (m ²)	he(m)	a (cm)	b (cm)	$\lambda_x = \lambda_y$	Condition
RDC	10	2.398	23.98	3.23	60	60	13.05	C.V
Etage 1	9	2.158	23.98	3.23	55	55	14.24	C.V
Etage 2	8	1.918	23.98	3.23	55	55	14.24	C.V
Etage 3	7	1.678	23.98	3.23	50	50	15.66	C.V
Etage 4	6	1.438	23.98	3.23	50	50	15.66	C.V
Etage 5	5	1.199	23.98	3.23	45	45	17.40	C.V
Etage 6	4	0.959	23.98	3.23	45	45	17.40	C.V
Etage 7	3	0.719	23.98	3.23	40	40	19.59	C.V
Etage 8	2	0.479	23.98	3.23	40	40	19.59	C.V
Etage 9	1	0.239	23.98	3.23	35	35	22.38	C.V

Remarque : Les dimensions des poteaux seront vérifiées ultérieurement, après avoir fait la partie dynamique.

Tableau II.2 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres

Niveau	Poteau (cm ²)	P. principale (cm ²)	P. secondaire (cm ²)
RDC	(60x60)	(30x45)	(30x40)
Etage 1	(55x55)	(30x45)	(30x40)
Etage 2	(55x55)	(30x45)	(30x40)
Etage 3	(50x50)	(30x45)	(30x40)
Etage 4	(50x50)	(30x45)	(30x40)
Etage 5	(45x45)	(30x45)	(30x40)
Etage 6	(45x45)	(30x45)	(30x40)
Etage 7	(40x40)	(30x45)	(30x40)
Etage 8	(40x40)	(30x45)	(30x40)
Etage 9	(35x35)	(30x45)	(30x40)

II.4. Prédimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA 99, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (Séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ça dépend de la conception)

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

D'après cet article les voiles doivent vérifier les conditions suivantes :

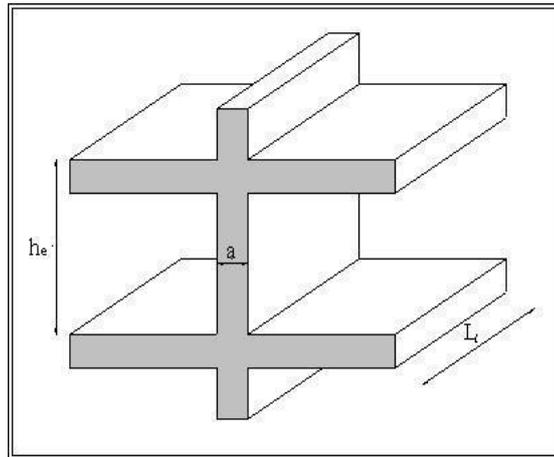


Figure II.6: Coupe de voile en élévation

$$\begin{cases} a \geq \frac{h}{20} \\ L \geq 4a \end{cases}$$

Avec :

- a : épaisseur de voile min a = 15 cm
- h_e : Hauteur d'étage.
- L : portée du voile.

L'article 7.7.1 RPA 99 «l'épaisseur minimale est de 15 cm » de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci-dessous.

RDC :

$$h_{\text{rdc}} = 323 - 25 = 298 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_{\text{rdc}}}{20} = \frac{2.98}{20} = 0.149 \text{ m} \quad \rightarrow \quad a = 15 \text{ cm}$$

ETAGE :

$$h_{\text{etage}} = 323 - 25 = 298 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_{\text{etage}}}{20} = \frac{2.98}{20} = 0.149 \text{ m} \quad \rightarrow \quad a = 15 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur égale à **15 cm**.

$$L \geq 4a \quad \rightarrow \quad L \geq 4 \times 0.15 \approx 0.60 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L = 0.6 \text{ m}$$

Tableau II.3: Dimensionnement des voiles.

Niveau	h _e (m)	a (cm)	L _{min} (cm)
RDC	2.98	15 cm	60
Etage	2.98	15 cm	60

II.5. Descente des charges :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation

II.5.1. Plancher terrasse inaccessible :

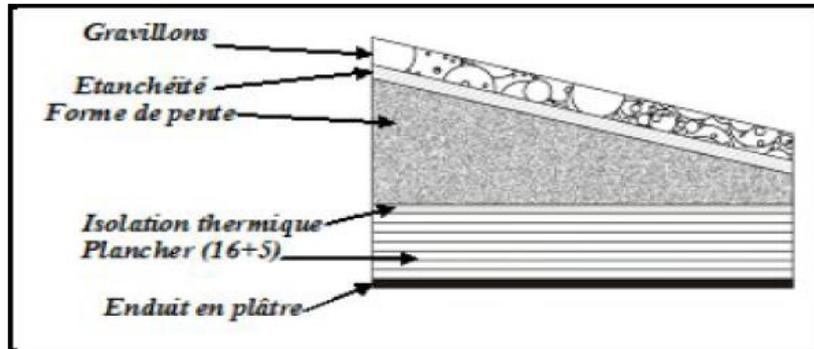


Figure. II.7: Plancher terrasse inaccessible.

Tableau. II.4 : Charge à la terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Gravillons de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.10	22	2.20
Isolation Thermique en liège	0.04	4	0.16
Dalle en corps creux	0.25	/	3.35
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20

- La charge permanente : $G = 6.88 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.5.2. Plancher étage courant :

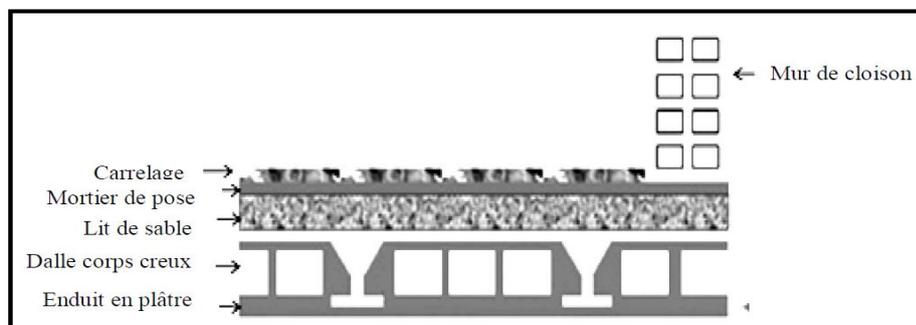


Figure II.8: Plancher étage courant

Tableau II.5 : Descente des charges d'étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable fin	0.02	18	0.36
Plancher (Corps creux)	0.25	/	3.35
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons intérieure	0.1	10	1

- La charge permanente : $G = 5.75 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

II.5.3. Murs extérieurs :

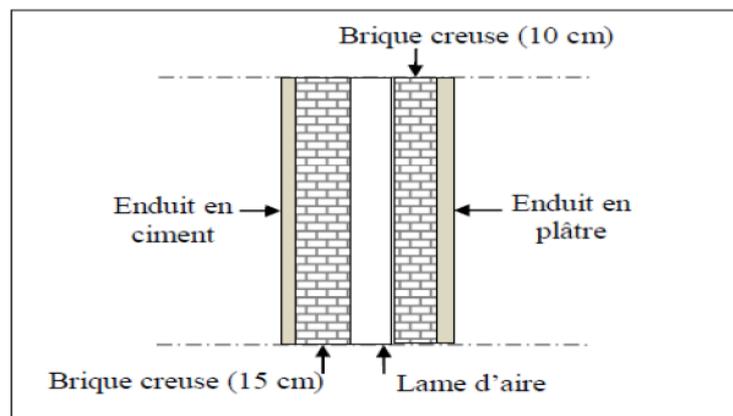


Figure II.9: Coupe transversale du Mur extérieur (double paroi)

Tableau II.6 : Charge permanents des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit extérieure	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	9	1.35
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit intérieur	0.02	20	0.4

- La charge permanente : $G = 3.05 \text{ KN/m}^2$

II.5.4. Murs intérieurs :

❖ **Type 1** : Entre chambre :

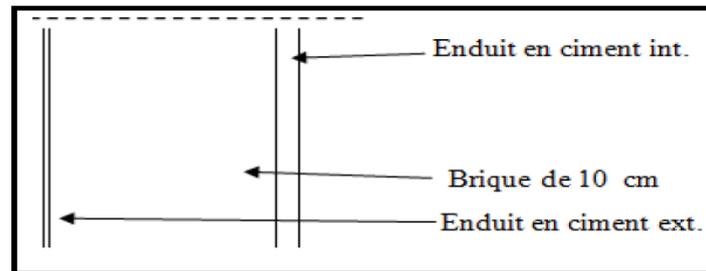


Figure II.10: Coupe transversale des murs intérieurs (type 1).

Tableau II.7: Charge permanents des murs intérieurs (type1)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieure	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit intérieur	0.02	18	0.36

- La charge permanente : $G = 1.62 \text{ KN/m}^2$

❖ **Type 2** : Commerces, bureaux :

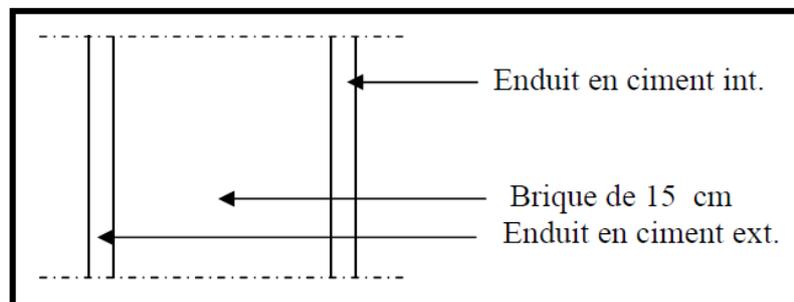
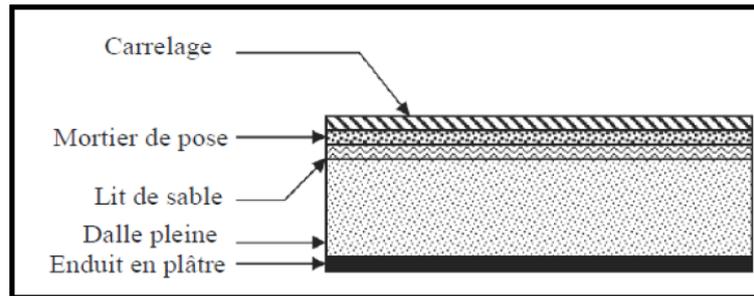


Figure II.11: coupe transversale du mur intérieur (type2)

Tableau II.8 : Charge permanents des murs intérieurs (type 2)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieure	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.15	9	1.35
Enduit intérieur	0.02	18	0.36

- La charge permanente : $G = 2.07 \text{ KN/m}^2$

II.5.5. Balcon :**Figure II.12:** Dalle de balcon.**Tableau II.9 :** Descente des charges (Balcon)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable fin	0.02	18	0.36
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

- La charge permanente : **G= 5.14 KN/m²**
- La charge d'exploitation : **Q = 3.5KN/m²**

II.6. Conclusion :

Le pré dimensionnement est une étape importante, pour arriver à déterminer une épaisseur économique, afin éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans les chapitres suivants.

La descente de charges nous a aidé à évaluer, niveau par niveau les charges et les surcharges des différents éléments de la structure.

Chapitre III :

ÉTUDE

DES ÉLÉMENTS

SECONDAIRES

III .1.Etude du Planchers:

III.1.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction : résistance et isolation thermique et acoustique. Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

III.1.2.Etude des plancher :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux, d'épaisseur 25cm dont :

- Dalle de compression de hauteur 5 cm
- Corps creux de hauteur 20 cm

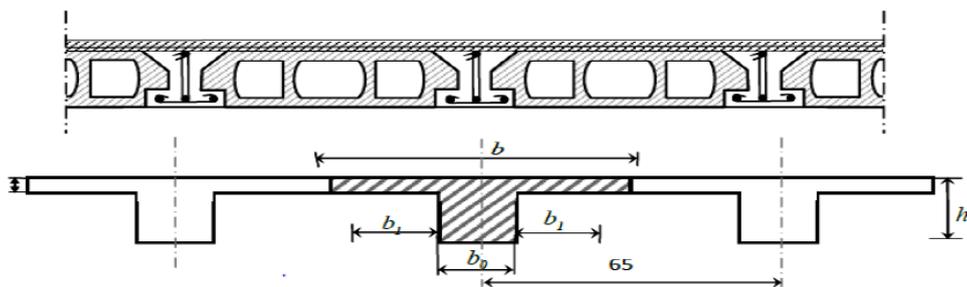


Figure III.1: Coupe transversale du plancher.

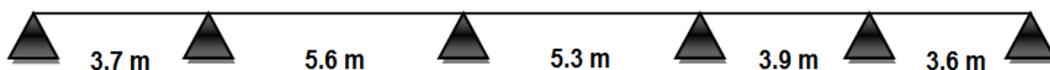
III.1.3.Les charges des poutrelles:

Tableau III.1 : Charge supportées par les poutrelles.

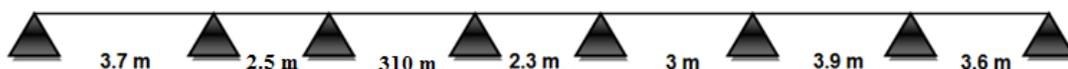
Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	qu= (1.35G +1.5Q) × b (KN/ml)	qs=(G +Q)× b (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.88	1	6.53	4.765
Étage courant	5.75	1.5	6.51	4.713

III.1.4.Types des poutrelles :

Type 01: Plancher haut RDC + Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8) + Plancher terrasse



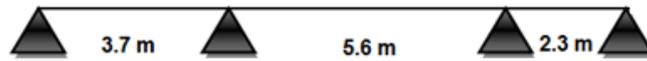
Type 02: Plancher haut RDC + Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8)



Type 03: Plancher haut RDC + Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8)



Type 04 : Plancher haut RDC + Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8)



Type 05 : Plancher haut RDC + Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8)



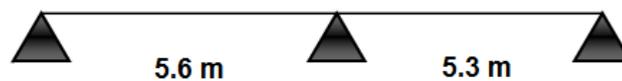
Type 06 : Plancher haut RDC + Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8) + Plancher terrasse



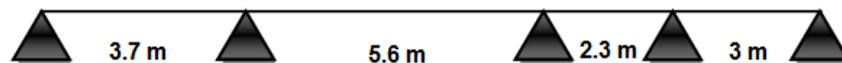
Type 07: Plancher haut RDC + Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8) + Plancher terrasse



Type 08: Plancher haut RDC + Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8) + Plancher terrasse



Type 09 : Plancher terrasse



Type 10 : Plancher terrasse



III.1.5. Etude des poutrelles :

Pour l'étude des poutrelles, nous allons utiliser la méthode « des trois moments » car elle convient à notre cas.

III.1.6. Détermination des efforts internes:

Nous allons calculer une poutrelle par la méthode des trois moments et nous avons utilisé le **SAP2000** pour les autres types.

On prend un exemple de calcul (le **type 08** d'étage courant).

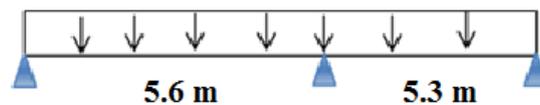


Figure III.2: Schéma statique de poutrelles (Type 08) d'étage courant

Méthodes des trois moments : L'équation des trois moments s'écrit:

$$L_{i-1}M_{i-1} + 2(L_i + L_{i+1})M_i + L_iM_{i+1} + 6A_i = 0$$

- **ELU** : $q_u = 6.51 \text{ KN/ml}$

$$R_{1g} = \frac{q_u \times 5.6^3}{24EI} = 47.64 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = \frac{q_u \times 5.3^3}{24EI} = 40.38 \text{ KN}$$

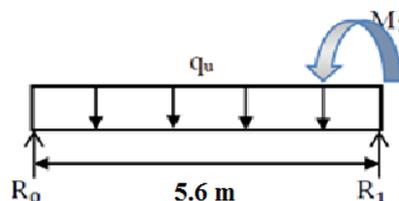
$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} = 88.02 \text{ KN}$$

$$3.6 M_0 + 2(5.6 + 5.3) M_1 + 5.3 M_2 + 6A_1 = 0$$

Les conditions aux limites : $M_0 = M_2 = 0$

$$2M_1 (10.9) + 6 A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -24.23 \text{ KN.m}$$

Travée 0-1: $0 \leq x \leq 5.6 \text{ m}$



$$\sum M_1 = 0 \rightarrow R_0 (5.6) - q_u (5.6)(2.8) - M_1 = 0$$

$$R_0 = 13.9 \text{ KN}$$

$$\sum M_0 = 0 \rightarrow -R_1 (5.6) + q_u (5.6)(2.8) - M_1 = 0$$

$$R_1 = 22.55 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_y=0 \rightarrow R_0 + R_1 - q_u(5.6) = 0$$

Et on a $R_0 + R_1 = 13.9 + 22.55 = 36.45$ et $q_u(5.6) = 6.51 \times 5.6 = 36.45 \text{ KN} \dots \dots (\text{C.V})$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 13.9x - 6.51 \frac{x^2}{2}$$

- $M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$
- $M(x=5.6) = -24.24 \text{ KN.m}$

$$M'(x) = 13.9 - 6.51x = 0 \rightarrow x = \mathbf{2.135 \text{ m}}$$

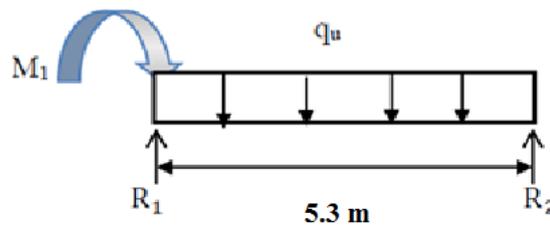
$$M_{\max} = M(x=2.135) = 14.84 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_0 + q_u x$$

$$T(x) = -13.9 + 6.51x$$

- $T(x=0) = -13.9 \text{ KN}$
- $T(x=5.6) = 22.556 \text{ KN}$

Travée 1-2: $0 \leq x \leq 5.3 \text{ m}$



$$\Sigma M_1=0 \rightarrow R_2(5.3) - q_u(5.3)(2.65) - M_1 = 0$$

$$\mathbf{R_2 = 12.68 \text{ KN}}$$

$$\Sigma M_2=0 \rightarrow -R_1(5.3) + q_u(5.3)(2.65) - M_1 = 0$$

$$\mathbf{R_1 = 21.82 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_y=0 \rightarrow R_1 + R_2 - q_u(5.3) = 0$$

Et on a $R_0 + R_1 = 12.68 + 21.82 = 34.5 \text{ KN}$ et $q_u(5.3) = 6.51 \times 5.3 = 34.5 \text{ KN} \dots \dots (\text{C.V})$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_u \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 12.68x - 6.51 \frac{x^2}{2}$$

- $M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$
- $M(x=5.3) = -24.23 \text{ KN.m}$

$$M'(x) = 12.68 - 6.51x = 0 \rightarrow x = \mathbf{1.95 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = M(x=1.95) = 12.35 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_2 - q_u x$$

$$T(x) = 12.68 - 6.51x$$

- $T(x=0) = 12.68 \text{ KN}$
- $T(x=5.3) = -21.823 \text{ KN}$

Ci-dessous les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

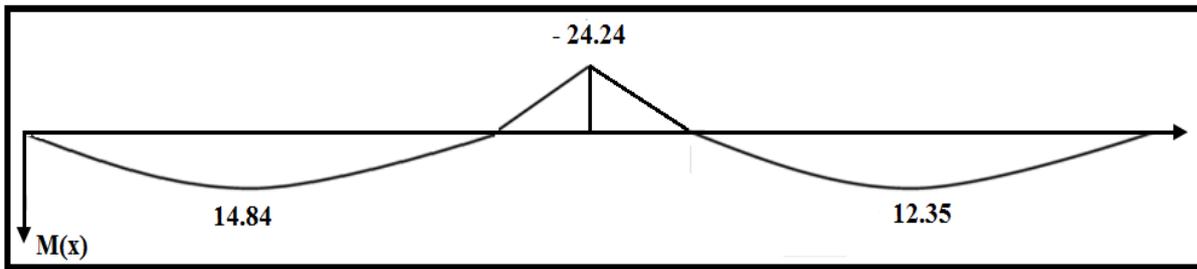


Figure III.3: Diagramme des moments fléchissant ultimes trouvés.

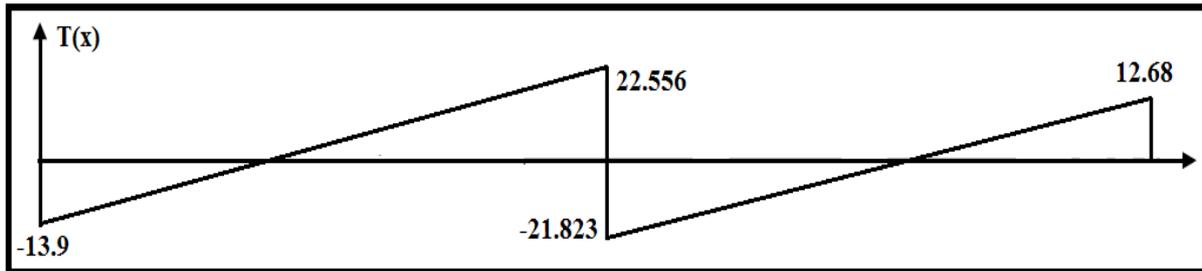


Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés.

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants à partir de logiciel SAP2000 :

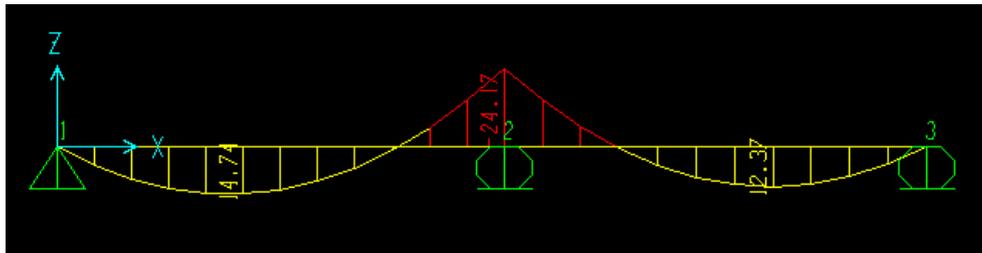


Figure III.5 : Diagramme des moments de service trouvés par le SAP2000.

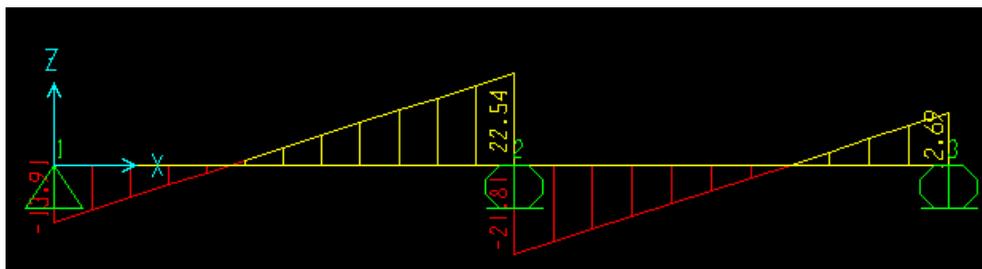


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants de service trouvés par le SAP2000

- **ELS :** $q_s = 4.713 \text{ KN/ml}$

$$R_{1g} = \frac{q_s \times 5.6^3}{24EI} = 34.49 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = \frac{q_s \times 5.3^3}{24EI} = 29.24 \text{ KN}$$

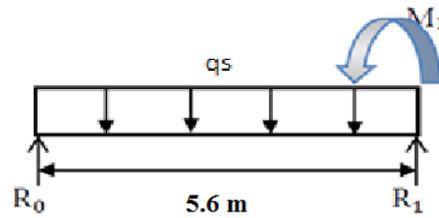
$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} = 63.73 \text{ KN}$$

$$5.6 M_0 + 2(5.6+5.3) M_1 + 5.3M_2 + 6A_1 = 0$$

Les conditions aux limites : $M_0 = M_2 = 0$

$$2M_1 (10.9) + 6 A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -17.54 \text{ KN.m}$$

Travée 0-1: $0 \leq x \leq 5.6 \text{ m}$



$$\sum M_1 = 0 \rightarrow R_0(5.6) - q_s(5.6)(2.8) - M_1 = 0$$

$$R_0 = 10.07 \text{ KN}$$

$$\sum M_0 = 0 \rightarrow -R_1(5.6) + q_s(5.6)(2.8) - M_1 = 0$$

$$R_1 = 16.33 \text{ KN}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_0 + R_1 - q_s(5.6) = 0$$

Et on a $R_0 + R_1 = 10.07 + 16.33 = 26.4$ et $q_s(5.6) = 4.713 \times 5.6 = 26.4 \text{ KN} \dots \dots \text{ (C.V)}$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 10.07x - 4.713 \frac{x^2}{2}$$

- $M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$
- $M(x=5.6) = -17.53 \text{ KN.m}$

$$M'(x) = 10.07 - 4.713 x = 0 \rightarrow x = 2.135 \text{ m}$$

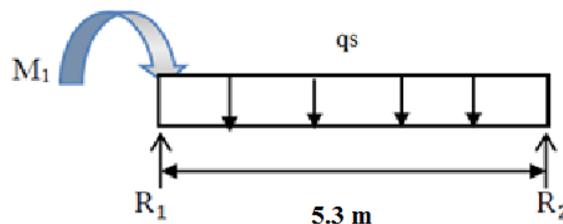
$$M_{\max} = M(x=2.135) = 10.76 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_0 + q_s x$$

$$T(x) = -10.07 + 4.713 x$$

- $T(x=0) = -10.07 \text{ KN}$
- $T(x=5.6) = 16.323 \text{ KN}$

Travée 1-2: $0 \leq x \leq 5.3 \text{ m}$



$$\sum M_1 = 0 \rightarrow R_2(5.3) - q_s(5.3)(2.65) - M_1 = 0$$

$$R_2 = 9.18 \text{ KN}$$

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow -R_1(5.3) + q_s(5.3)(2.65) - M_1 = 0$$

$$R_1 = 15.8 \text{ KN}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_1 + R_2 - q_s(5.3) = 0$$

Et on a $R_1+R_2 = 9.18 + 15.8 = 24.98 \text{ KN}$ et $q_s(5.3) = 4.713 \times 5.3 = 24.98 \text{ KN} \dots\dots (\text{C.V})$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_s \frac{x^2}{2} \rightarrow M(x) = 9.18x - 4.713 \frac{x^2}{2}$$

- $M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$
- $M(x=5.3) = -17.53 \text{ KN.m}$

$$M'(x) = 9.18 - 4.713 x = 0 \rightarrow x = 1.95 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x=1.95) = 8.94 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_2 - q_s x$$

$$T(x) = 9.18 - 4.713 x$$

- $T(x=0) = 9.18 \text{ KN}$
- $T(x=5.3) = -15.8 \text{ KN}$

Ci-dessous les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

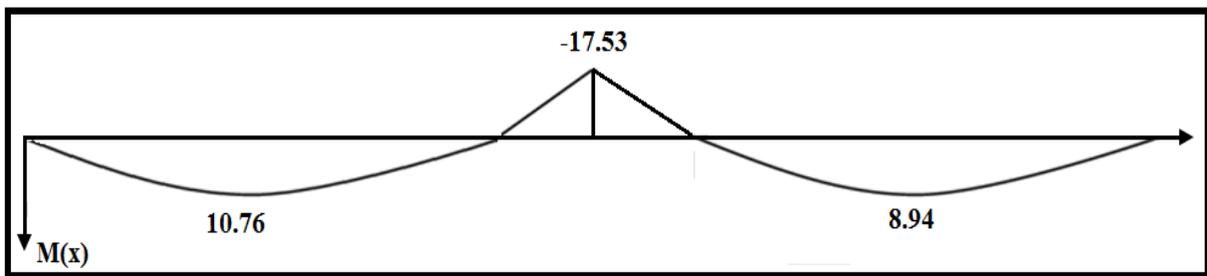


Figure III.7: Diagramme des moments fléchissant ultimes trouvés.

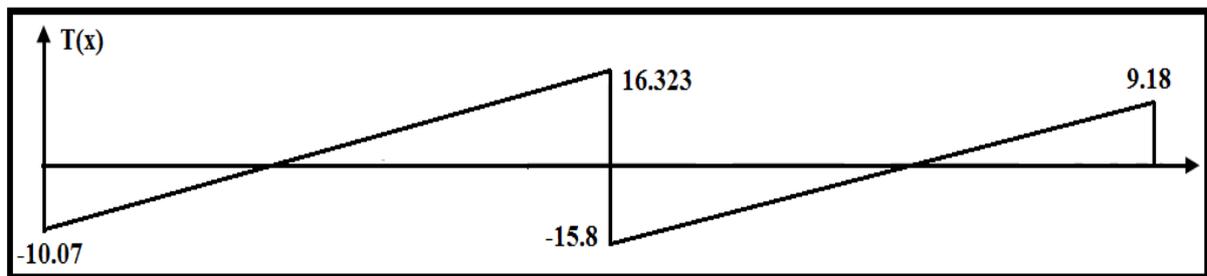


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés.

Ci-dessous les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants :

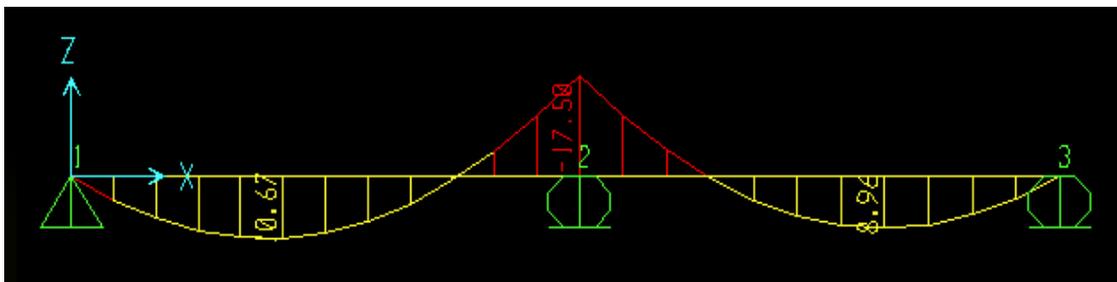


Figure III.9 : Diagramme des moments de service trouvés par le SAP2000.

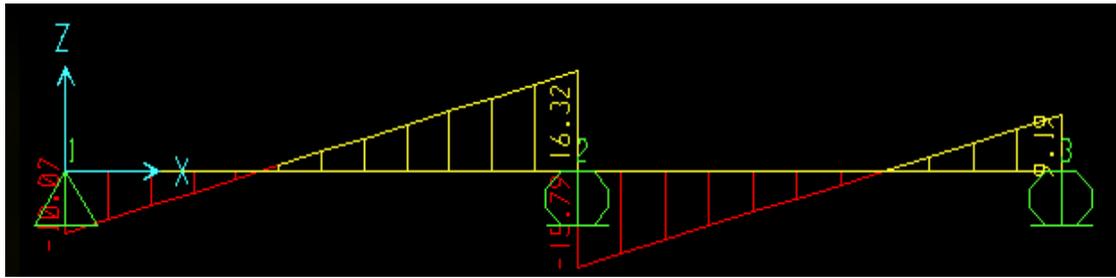


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants de service trouvés par le SAP2000

Les résultats des moments et des efforts tranchants obtenus par le logiciel SAP2000 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.2: Récapitulation des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Niveau	Types	ELU			ELS		
		M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)
Etages courants	Type 01	17.70	9.45	18.81	12.82	6.84	13.62
	Type 02	9.72	7.33	14.42	7.04	5.30	10.44
	Type 03	15.68	10.89	18.60	11.35	7.89	13.47
	Type 04	15.62	10.83	18.56	11.31	7.84	13.44
	Type 05	19.23	16.80	21.66	13.93	12.16	15.68
	Type 06	17.79	9.42	18.83	12.88	6.82	13.63
	Type 07	21.84	15.71	22.13	15.81	11.37	16.02
	Type 08	24.24	14.84	22.556	17.53	10.76	16.323
Terrasse inaccessible	Type 01	17.76	9.48	18.87	12.96	6.91	13.77
	Type 06	17.85	9.44	18.89	13.02	6.89	13.78
	Type 07	21.91	15.76	22.20	15.99	11.50	16.20
	Type 08	24.24	14.79	22.61	17.69	10.79	16.50
	Type 09	15.82	11.04	18.74	11.54	8.06	13.67
	Type 10	19.01	16.96	21.68	13.87	12.38	15.82

III.1.7. Ferraillages des poutrelles :

Exemple de calcul de ferraillage, sous la flexion simple : on prend le « type 08 » plancher étage courant

III.1.7.1. Calcul des armatures longitudinales:

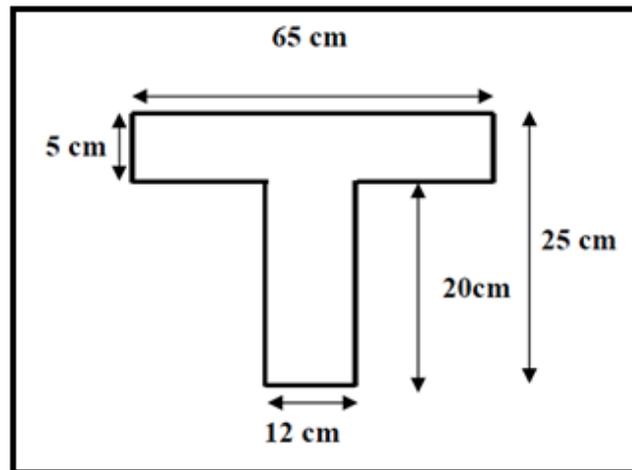


Figure III.11: dimension de la poutrelle

ELU :

- En travée:

$$M_{u \max} = 14.84 \text{ KN.m} = 0.01484 \text{ MN.m}$$

- Calcul de M_t :

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 28}{1.5} = 15.86 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m.}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 15.86 \times (0.225 - 0.025)$$

$$M_t = 0.10309 \text{ MN.m}$$

$M_u < M_t$ → Donc l'axe neutre est dans la table et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (65× 25) cm²

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{u \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.1484}{0.65 \times (0.225)^2 \times 15.86} = 0.0284 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0284})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.036$$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.036)$$

$$\rightarrow Z = 0.222 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{14.84 \times 10^{-3}}{0.222 \times \frac{400}{1.15}} = 1.92 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{On prend: } A_{st} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0.5\% [(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))]$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.005 \times [(65 \times 5) + (12 \times (25 - 5))]$$

$$A_{st \text{ min}} = 2.825 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ max}} = 4\% [(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))]$$

$$A_{st \text{ max}} = 0.04 \times [(65 \times 5) + (12 \times (25 - 5))]$$

$$A_{st \text{ max}} = 15.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On à : } A_{st \text{ min}} < A_{st} < A_{st \text{ max}}$$

$$\text{Donc on adopte: } A_{st} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 1 \times 0.225 \times \left(\frac{2.28}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq 2.95 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

• En appui :

$$M_{u \text{ max}} = 24.24 \text{ KN.m} = 0.02424 \text{ MN.m}$$

La section est considérée comme une section rectangulaire de largeur $b_0 = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 25 \text{ cm}$.

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 28}{1.5} = 15.86 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m.}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u \text{ max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.02424}{0.65 \times (0.225)^2 \times 15.86} = 0.0464 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0464)})$$

→ $\alpha = 0.059$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.059)$$

→ $Z = 0.22 \text{ m}$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{24.24 \times 10^{-3}}{0.22 \times \frac{400}{1.15}} = 3.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On prend: $A_{st} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0.5\% [(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))]$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.005 \times [(65 \times 5) + (12 \times (25 - 5))]$$

$$A_{st \text{ min}} = 2.825 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ max}} = 4\% [(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))]$$

$$A_{st \text{ max}} = 0.04 \times [(65 \times 5) + (12 \times (25 - 5))]$$

$$A_{st \text{ max}} = 15.5 \text{ cm}^2$$

On à : $A_{st \text{ min}} < A_{st} < A_{st \text{ max}}$ (Condition vérifiée)

Donc on adopte: $A_{st} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 1 \times 0.225 \times \left(\frac{2.28}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq 2.95 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

ELS:

• **En travée :**

$$\text{On a: } M_{s \text{ max}} = 10.76 \text{ KN.m} = 0.01076 \text{ MN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n \times A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 3.39}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 22.5 \times 3.39}{15 \times 3.39^2}} - 1 \right)$$

$$x = 5.2 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.65 \times 0.052^3}{3} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.052)^2$$

$$I = 1.83 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton: } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{10.76 \times 10^{-3} \times 5.2 \times 10^{-2}}{1.83 \times 10^{-4}} = 3.06 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier: } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 10.76 \times 10^{-3} \times (0.225 - 5.2 \times 10^{-2})}{1.83 \times 10^{-4}} = 152.58 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton: } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 3.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 152.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

• En appui:

$$\text{On a: } M_{s \text{ max}} = 17.53 \text{ KN.m} = 0.01753 \text{ MN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n \times A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc} = 0$$

$$x = \frac{15 \times 3.39}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 22.5 \times 3.39}{15 \times 3.39^2}} - 1 \right)$$

$$x = 5.2 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.65 \times 0.052^3}{3} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.052)^2$$

$$I = 1.83 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{10.76 \times 10^{-3} \times 5.2 \times 10^{-2}}{1.83 \times 10^{-4}} = 3.06 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 10.76 \times 10^{-3} \times (0.225 - 5.2 \times 10^{-2})}{1.83 \times 10^{-4}} = 152.58 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 3.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 152.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

III.1.7.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 22.556 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{22.556 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225} = 0.154 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.8 ; 4 \text{ MPa}) = 2.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0.154 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

III.1.7.3. Vérification au glissement :

$$T_{u \max} - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \quad \text{Avec : } (M_u = 24.24 \text{ KN.m et } T_{u \max} = 22.556 \text{ KN})$$

$$22.556 - \frac{24.24}{0.9 \times 0.225} \leq 0 \rightarrow -97.15 \leq 0 \rightarrow \text{C.V}$$

III.1.7.4. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.25}{10.9} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.023 < 0.0625 \rightarrow \text{C.N.V}$$

La condition est non vérifiée donc on doit calculer la flèche.

$$f \leq f_{adm}$$

$$L_{\max} = 5.60 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{560}{500} = 1.12 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{28} = 33402.48 \text{ MPa}$$

$$I_{Fi} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_i)}$$

Avec:

$$I_0 = \frac{bh^3}{3} + n \times A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.65 \times 0.25^3}{3} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.25}{2} - 0.025 \right)^2$$

$$I_0 = 3.436 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$e = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.225} = 0.0125$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) e} = \frac{0.05 \times 2.28}{\left(2 + \frac{3 \times 0.12}{0.65} \right) \times 0.0125} = 3.57$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.57 = 1.428$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times e \times \sigma_{st}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.28}{(4 \times 0.0125 \times 347.82) + 2.28} = 0.797$$

$$I_{Fi} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_i)} = \frac{1.1 \times 3.436 \times 10^{-3}}{(1 + 3.57 \times 0.797)} = 9.829 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}} = \frac{10.76 \times 10^{-3} \times 5.6^2}{10 \times 33402.48 \times 9.829 \times 10^{-4}} = 10.27 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$f_i = 0.001027 < f_{adm} = 0.0112 \text{ m} \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée).

III.1.7.5. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varnothing_{l \text{ min}} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{25}{35}; \frac{12}{10}; 1.2 \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (0.7; 1.2; 1.2)$$

$$\varnothing_t \leq 7 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } \varnothing_t = 6 \text{ mm}$$

▪ **Calcul d'espacement des cadres :** D'après RPA99 V 2003

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_{l \text{ min}}; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{25}{4}; 12 \times 1.2; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (6.25; 14.4; 30\text{cm}) \rightarrow \text{on prend: } S_t = 5 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 25 = 50 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \rightarrow \text{on prend: } S_t' = 10 \text{ cm}$$

$$L = \frac{560}{2} - 5 - 50 = 225 \text{ cm}$$

$$L (\text{chap}) = \max \left(\frac{560}{4} \right) = 140 \text{ cm}$$

III.1.7.6. Ancrage des barres :

- Contrainte limite d'adhérence :

$$\tau_s = 0.6(\chi)^2 f_{t28}$$

Avec :

- ✓ χ : Coefficient de scellement égale à 1.5 (pour les armatures hautes adhérence).
- ✓ f_{t28} : la résistance à la traction

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.28 \rightarrow \tau_s = 3.078 \text{ MPa}$$

- La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 3.078} \rightarrow L_s = 38.99 \text{ cm}$$

On adopte un crochet à $\Theta = 90^\circ$ ($\alpha=1.87$ et $\beta= 2.19$)

- Calcul des longueurs rectilignes L1 et L2 :

$$L_1 = 10\phi = 10 \times 1.2 \rightarrow L_1 = 12 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r \quad \text{avec : } r = 5.5\phi = 5.5 \times 1.2 \rightarrow r = 6.6 \text{ cm}$$

$$L_2 = 38.99 - 1.87 \times 12 - 6.6 \times 2.19 \rightarrow L_2 = 2.096 \text{ cm}$$

- Calcul de la longueur totale L :

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2} = 2.096 + 6.6 + \frac{1.2}{2} \rightarrow L = 9.296 \text{ cm}$$

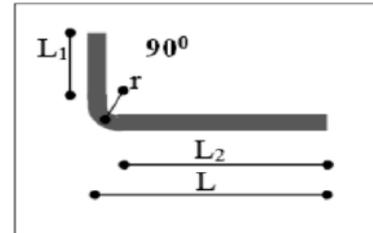


Figure III.12: Ancrage

Tableau III.3 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles.

Niveau	Types	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal		
		Travée		Appui		ϕ_t (mm)	St zone nodale (cm)	St' zone courante (cm)
		A cal (cm ²)	Choix	A cal (cm ²)	Choix			
Etages courants	Type 01	1.22	3T12	2.30	3T12	ϕ_6	5	10
	Type 02	0.95	3T12	1.25	3T12			
	Type 03	1.40	3T12	2.03	3T12			
	Type 04	1.39	3T12	2.02	3T12			
	Type 05	2.19	3T12	2.50	3T12			
	Type 06	1.21	3T12	2.31	3T12			
	Type 07	2.03	3T12	2.85	3T12			
	Type 08	1.92	3T12	3.17	3T12			
Terrasse inaccessible	Type 01	1.22	3T12	2.31	3T12	ϕ_6	5	10
	Type 06	1.22	3T12	2.32	3T12			
	Type 07	2.04	3T12	2.86	3T12			
	Type 08	1.92	3T12	3.17	3T12			
	Type 09	1.42	3T12	2.05	3T12			
	Type 10	2.21	3T12	2.47	3T12			

III.1.7.7. Ferrailage de la dalle de compression:

D'après le règlement **CBA** la dalle de compression est armée par treillis soudés de diamètre $\varnothing 5\text{mm}$, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

- Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_1) : $A_1 \geq \frac{4 \times L_1}{f_e}$

Avec :

- L : distance entre -axe- des poutrelles ($L = 65 \text{ cm}$)
- $F_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_1 \geq \frac{4 \times 65}{400} \rightarrow A_1 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Pour les armatures parallèles aux poutrelles (A_2):

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0.65}{2} \rightarrow A_2 = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : On adopte un treillis soudé de $\varnothing 5$ et un espacement (15×15) cm^2 .

III.1.8. Schéma de ferrailage:

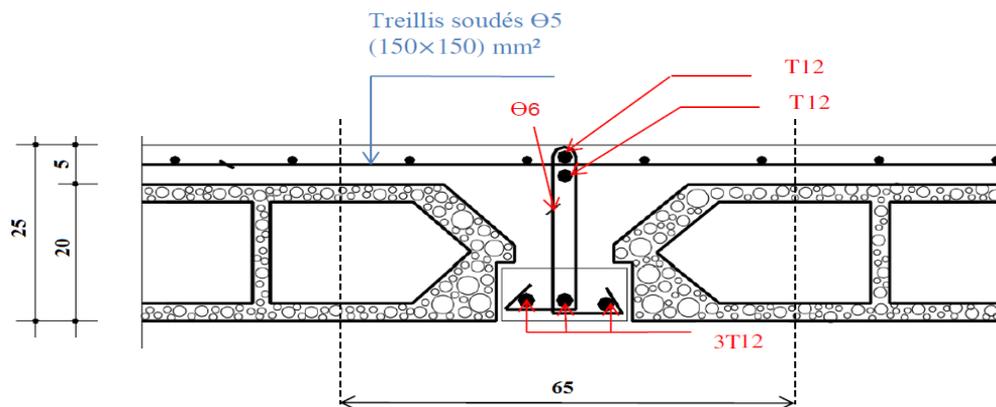


Figure III.13: ferrailage de poutrelle en appui

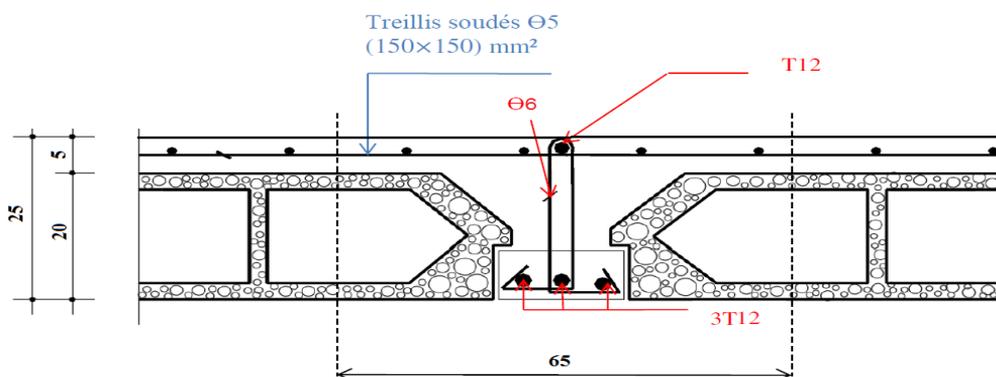


Figure III.14 : ferrailage de poutrelle en travée

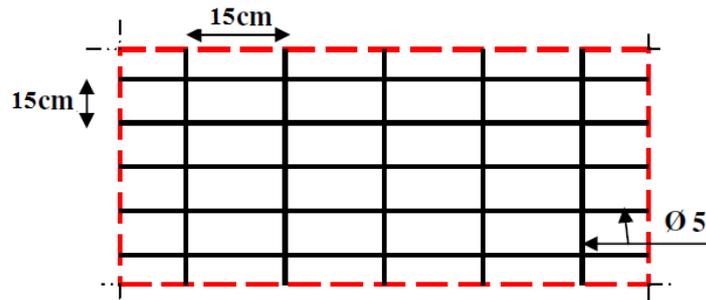


Figure III.15 : Treillis soudés (15x15) cm²

III.2. Étude des escaliers :

III.2.1. Pré dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL**

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

- h' : la hauteur de la marche (contre marche).
- g : largeur de la marche

Hauteur de marche (valeur moyenne) : $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

On prend : **h=17 cm**

$$59 \leq 2 \times 17 + g \leq 66$$

$$59 - 2 \times 17 \leq g \leq 66 - 2 \times 17$$

Donc : on prend **g = 30 cm**

- **Le nombre de contremarche :**

$$n = \frac{H}{h'} = \frac{323}{17} = 19$$

- n : nombre de contremarche de l'escalier entre deux niveaux successifs
- H : hauteur entre deux niveaux successifs
- h' : hauteur de la contremarche

Donc le nombre de contremarche de l'escalier entre deux niveaux successifs (**n = 19 contremarche**)

- **Le nombre de marche :**

$$n' = n - 1 = 19 - 1 = 18 \text{ marche}$$

- **La longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g (n - 1)$$

Tableau III .4 : La longueur de la ligne de foulée

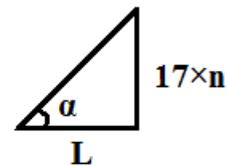
Volée	g	n	n-1	L
1	30	6	5	150
2	30	7	6	180
3	30	6	5	150

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{17 \times n}{L}$$

Tableau III .5 : L'inclinaison de la paillasse

Volée	α
1	34.21
2	33.47
3	34.21



- La longueur de la paillasse :

$$l = \frac{17 \times n}{\sin \alpha}$$

Tableau III .6 : La longueur de la paillasse

Volée	n	α	l (cm)
1	6	34.21	181.42
2	7	33.47	215.77
3	6	34.21	181.42

- Calcul des épaisseurs :

- ✓ Paillasse (ep) :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

- ✓ Paliers (ev) :

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$$

- L : la longueur réelle de la volée

Tableau III .7 : épaisseurs de palier et paillasse des différentes volées

Volée	$\alpha(^{\circ})$	L (cm)	ep = ev (cm)
1	34.21	150	15
2	33.47	180	15
3	34.21	150	15

III.2.2. Les différents types des escaliers :

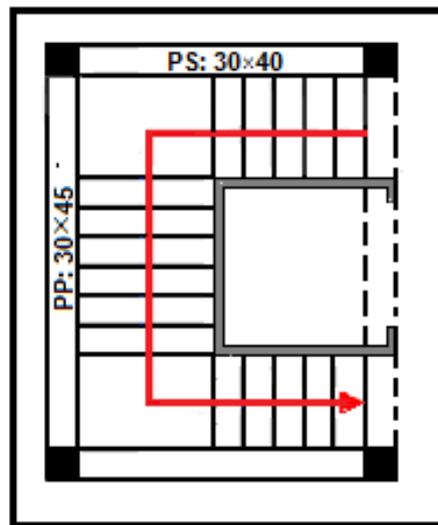


Figure III.16 : Vue en plan

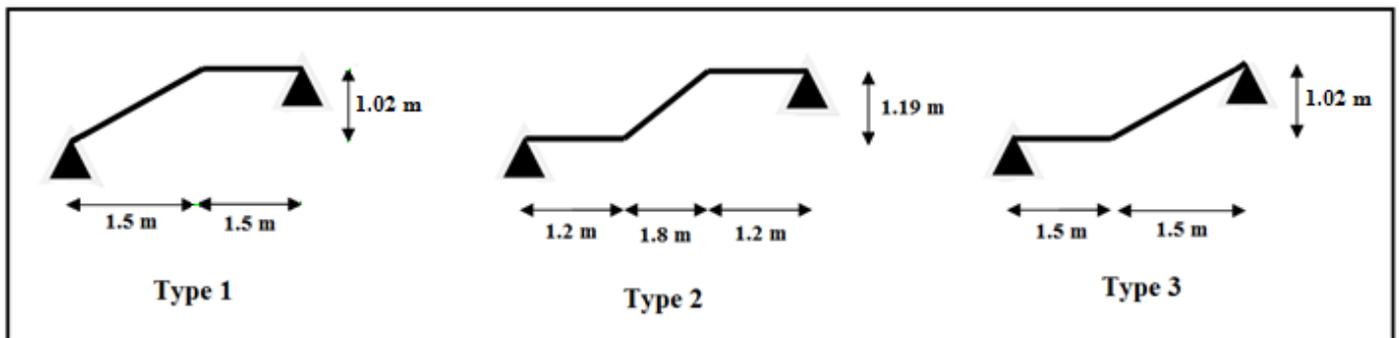


Figure III.17 : Les différents types d'escaliers

III.2.3. La descente de charge d'escalier :

▪ Palier :

Tableau III.8 : Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable fin	0.02	18	0.36
Poids propre de palier	/	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20

- charge permanente : $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$
- charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

▪ Paillasse:

Tableau III.9 : Evaluation des charges du paillasse

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Carrelage verticale	$0.02 \times \frac{0.17}{0.3}$	22	0.2494
Mortier de pose verticale	$0.02 \times \frac{0.17}{0.3}$	20	0.227
Poids propre de la paillasse	$ep_{\text{paillasse}}/\cos(\alpha)$	25	$ep_{\text{paillasse}} \times 25 / \cos(\alpha)$
Poids propre des marches	$\frac{0.17}{2} = 0.085$	22	1.87
Enduit plâtre	0.02	10	$0.02 \times 10 / \cos(\alpha)$
Garde corps	/	/	0.1

- charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.2.4. Les caractéristiques des escaliers :

▪ Les dimensions :

Tableau III.10 : Les dimensions des escaliers

Types (N° Volées)	L (m)	H (m)	α (°)	ev(cm)	ep(cm)	n=H/h'	n'= n - 1
Volée 1	1.5	1.02	34.21	15	15	6	5
Volée 2	1.8	1.19	33.47	15	15	7	6
Volée 3	1.5	1.02	34.21	15	15	6	5

▪ Les charges :

Tableau III.11: Les charges des escaliers

Types (N° Volées)	G _{paillasse} (KN/m ²)	Q _{paillasse} (KN/m ²)	G _{palier} (KN/m ²)	Q _{palier} (KN/m ²)
Volée 1	7.963	2.5	5.15	2.5
Volée 2	8.022	2.5	5.15	2.5
Volée 3	7.963	2.5	5.15	2.5

III.2.5. Calcul des efforts internes :

On prend l'exemple de type 1 (volée 1) pour calculer les efforts internes.

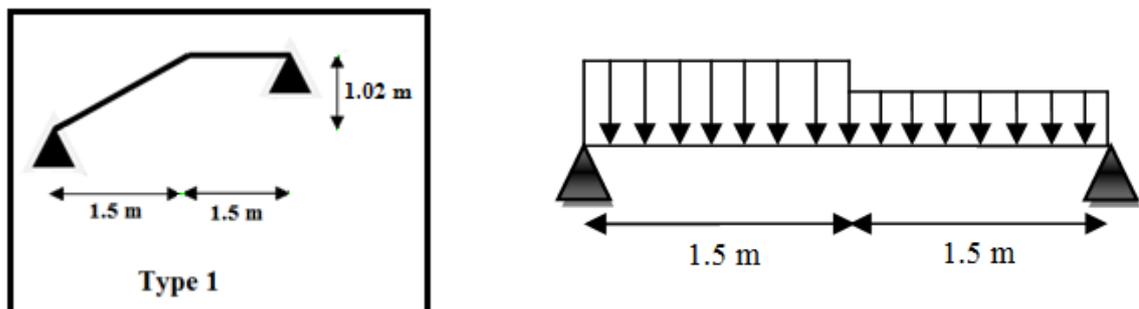


Figure III.18 : Schéma statique d'escalier type 01.

▪ **Combinaison d'action :**

- E.L.U : $Q_U = 1.35G + 1.5Q$ (KN/ml)
- E.L.S : $Q_s = G + Q$ (KN/ml)

Tableau III.12 : Combinaison d'action pour le palier et la paillasse.

Types (N° Volées)	La paillasse		Le palier	
	Q_{UV}	Q_{SV}	Q_{UP}	Q_{SP}
1	14.50	10.463	10.7025	7.65
2	14.58	10.522	10.7025	7.65
3	14.50	10.463	10.7025	7.65

▪ **ELU:**

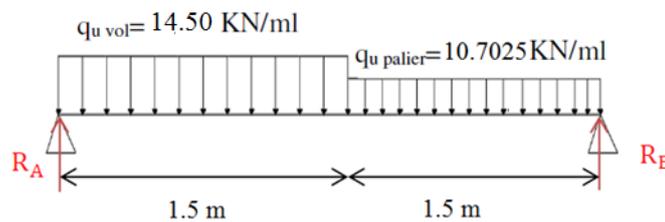


Figure III.19: Schéma statique d'une volée d'escalier à l'ELU

- **La réaction d'appuis :**

$$\sum FV = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_{UV} \times 1.5 + q_{UP} \times 1.5 = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 14.50 \times 1.5 + 10.7025 \times 1.5$$

$$\rightarrow \mathbf{R_A + R_B = 37.804 \text{ KN}}$$

$$\sum M / B = 0 \rightarrow R_A \times (1.5+1.5) - q_{UV} \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.5\right) - q_{up} \times 1.5 \times \frac{1.5}{2} = 0$$

$$\rightarrow R_A \times 3 - 14.50 \times 1.5 \times 2.25 - 10.7025 \times 1.5 \times 0.75 = 0$$

$$\rightarrow R_A \times 3 = 60.98$$

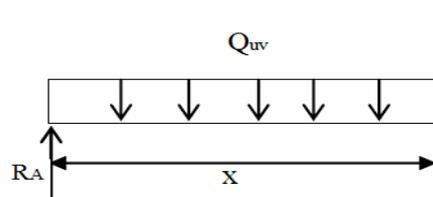
$$\rightarrow \mathbf{R_A = 20.33 \text{ KN}}$$

$$R_A + R_B = 37.804 \text{ KN} \rightarrow R_B = 37.804 - 20.33$$

$$\rightarrow \mathbf{R_B = 17.474 \text{ KN}}$$

- **Le moment fléchissant et L'effort tranchant :**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$



$$M(x) = R_A \cdot x - q_{UV} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 20.33 \cdot x - 14.5 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = 14.1825 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - q_{UV} x$$

$$T(x) = 20.33 - 14.5 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 20.33 \text{ KN} \\ T(1.5) = -1.42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 20.33 - 14.5 x = 0$$

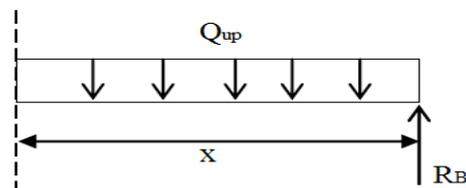
$$\rightarrow 20.33 = 14.5 x \rightarrow x = 1.40 \text{ m}$$

$$M(x = 1.40) = 14.252 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = 14.252 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_T = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 14.252 = 12.1142 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times M_{\max} = 0.5 \times 14.252 = 7.126 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section 2-2: $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$



$$M(x) = R_B \cdot x - q_{UP} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 17.474 \cdot x - 10.7025 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = 14.171 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_B - q_{UP} x$$

$$T(x) = 17.474 - 10.7025 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 17.474 \text{ KN} \\ T(1.5) = -1.42 \text{ KN} \end{cases}$$

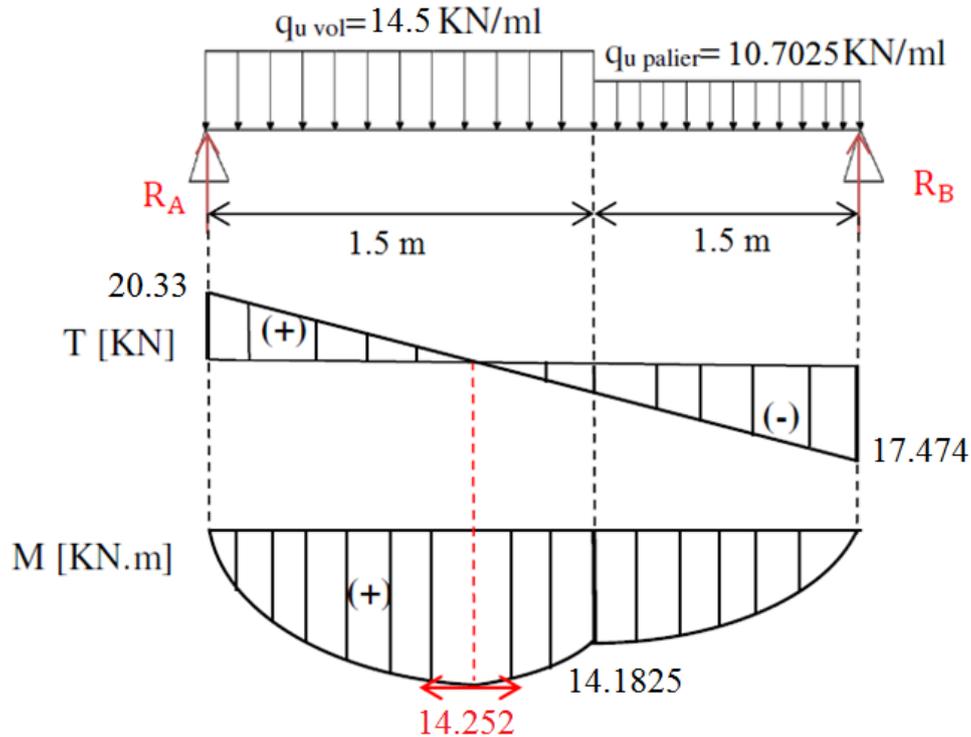


Figure III.20 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

▪ **ELS:**

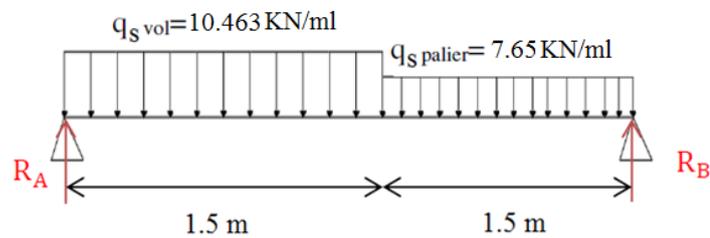


Figure III.21: Schéma statique d'une volée d'escalier à l'ELS

- La réaction d'appuis :

$$\Sigma FV=0 \rightarrow R_A + R_B - q_{sv} \times 1.5 + q_{sp} \times 1.5 = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 10.463 \times 1.5 + 7.65 \times 1.5$$

$$\rightarrow \mathbf{R_A + R_B = 27.17 \text{ KN}}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_A \times (1.5+1.5) - q_{sv} \times 1.5 \times (\frac{1.5}{2} + 1.5) - q_{sp} \times 1.5 \times \frac{1.5}{2} = 0$$

$$\rightarrow R_A \times 3 - 10.463 \times 1.5 \times 2.25 - 7.65 \times 1.5 \times 0.75 = 0$$

$$\rightarrow R_A \times 3 = 43.92$$

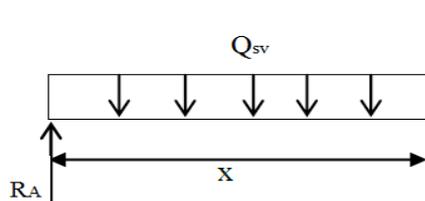
$$\rightarrow \mathbf{R_A = 14.64 \text{ KN}}$$

$$R_A + R_B = 27.17 \text{ KN} \rightarrow R_B = 27.17 - 14.64$$

$$\rightarrow \mathbf{R_B = 12.53 \text{ KN}}$$

- Le moment fléchissant et L'effort tranchant :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.5$ m



$$M(x) = R_A \cdot x - q_{sv} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 14.64 \cdot x - 10.463 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = 10.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - q_{sv} x$$

$$T(x) = 14.64 - 10.463x$$

$$\begin{cases} T(0) = 14.64 \text{ KN} \\ T(1.5) = - 1.055 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 14.64 - 10.463 x = 0$$

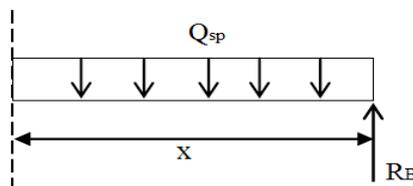
$$\rightarrow 14.64 = 10.463 x \rightarrow x = 1.40 \text{ m}$$

$$M(x = 1.40) = 10.24 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_{\max} = 10.24 \text{ KN.m}$**

$$\begin{cases} M_T = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 10.24 = 8.704 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times M_{\max} = 0.5 \times 10.24 = 5.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1.5$ m



$$M(x) = R_B \cdot x - q_{sp} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 12.53 \cdot x - 7.65 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = 10.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_B - q_{SP} x$$

$$T(x) = 12.53 - 7.65 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 12.53 \text{ KN} \\ T(1.5) = 1.055 \text{ KN} \end{cases}$$

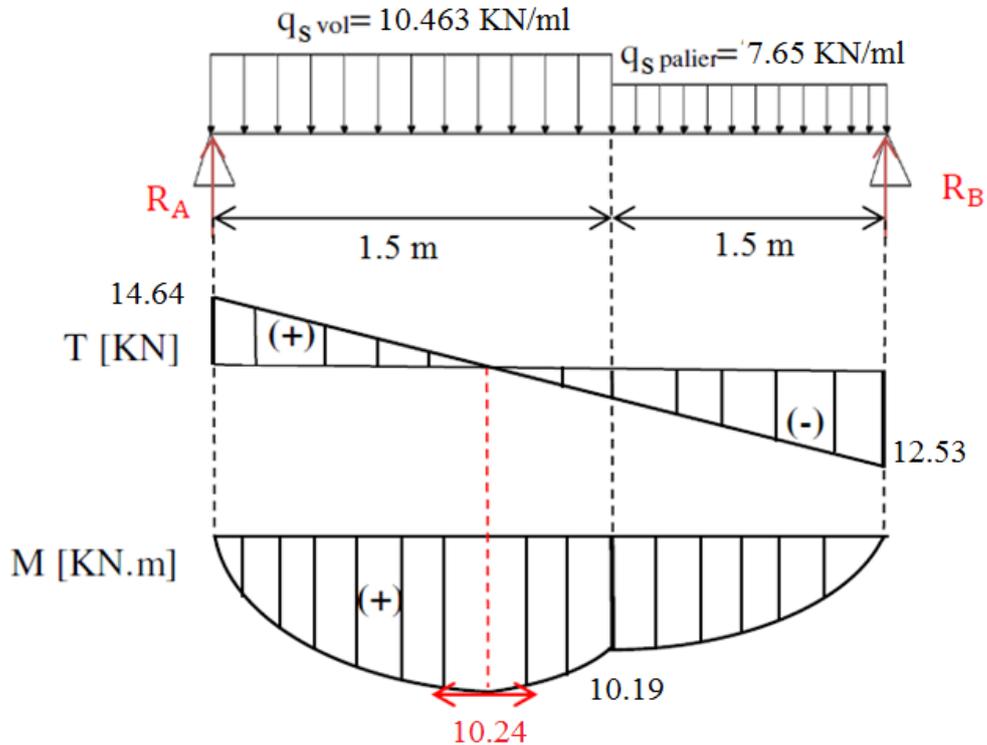


Figure III.22: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS

Tableau III.13 : Les efforts internes pour les différentes volées

Type	E.L.U		E.L.S	
	M_{\max} (KN.m)	T_{\max} (KN)	M_{\max} (KN.m)	T_{\max} (KN)
Type 1	14.252	20.33	10.24	14.64
Type 2	28.70	25.97	20.66	18.65
Type 3	14.252	20.33	10.24	14.64

Tableau III.14 : le moment en travée et en appuis.

Type	E.L.U		E.L.S	
	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)
Type 1	12.1142	7.126	8.704	5.12
Type 2	24.395	14.35	17.561	10.33
Type 3	12.1142	7.126	8.704	5.12

III.2.6. Détermination du ferrailage :▪ **E.L.U :****En travée :**Données :Section : $h = 0.15$; $b = 1\text{m}$; $d = 0.9h = 0.135\text{m}$ Béton : $F_{c28} = 28\text{MPa}$

Acier : HA Fe400

On à : $M_{\max} = 14.252\text{KN.m}$ $M_{UT} = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 14.252 = 12.1142\text{KN.m}$ - **Moment ultime réduit :**

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 28}{1.5} \rightarrow F_{bc} = 15.86\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.1142 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 15.86} = 0.042 < \mu_R = 0.392$$

Donc : $A_{SC} = 0$ ‘ section simple armature ‘- **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.054$$

- **Bras de levier :**

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.054)$$

$$\rightarrow Z = 0.132\text{m}$$

- **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82\text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{12.1142 \times 10^{-3}}{0.132 \times \frac{400}{1.15}} = 2.64 \times 10^{-4}\text{m}^2$$

On prend : $A_{st} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.005 \times 1 \times 0.15$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.00075 \text{ m}^2 = 7.5 \text{ cm}^2$$

On à : $A_{st} < A_{st \text{ min}}$

Donc on considère : $A_{st} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.28}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.77 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement : D'après **B.A.E.L.91** :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

En appuis:

On à : $M_{\max} = 14.252 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow M_{ua} = 0.5 \times M_{\max} = 0.5 \times 14.252 = 7.126 \text{ KN.m}$$

- Moment ultime réduit :

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 28}{1.5} \rightarrow F_{bc} = 15.86 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.126 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 15.86} = 0.0247 < \mu_R = 0.392$$

Donc : $A_{SC} = 0$ ' section simple armature '

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0247})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.03$$

- Bras de levier:

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.03)$$

$$\rightarrow Z = 0.133 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{7.126 \times 10^{-3}}{0.133 \times \frac{400}{1.15}} = 1.54 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On prend : $A_{st} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après le R.P.A : $A_{st \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h$

$$A_{st \text{ min}} = 0.005 \times 1 \times 0.15$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.00075 \text{ m}^2 = 7.5 \text{ cm}^2$$

On à : $A_{st} < A_{st \text{ min}}$

Donc on considère : $A_{st} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.28}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.77 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement : D'après **B.A.E.L.91** :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

En travée :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b (d A_{st})}{n (A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 7.92}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13.5 \times 7.92}{15 \times 7.92^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4.60 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{1 \times 0.046^3}{3} + 15 \times 7.92 \times 10^{-4} \times (0.135 - 0.046)^2$$

$$I = 1.26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{8.704 \times 10^{-3} \times 4.6 \times 10^{-2}}{1.26 \times 10^{-4}} = 3.18 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 8.704 \times 10^{-3} \times (0.135 - 4.6 \times 10^{-2})}{1.26 \times 10^{-4}} = 92.22 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 3.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 92.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

En appui:

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{nA_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 7.92}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13.5 \times 7.92}{15 \times 7.92^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4.60 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{1 \times 0.046^3}{3} + 15 \times 7.92 \times 10^{-4} \times (0.135 - 0.046)^2$$

$$I = 1.26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{5.12 \times 10^{-3} \times 4.6 \times 10^{-2}}{1.26 \times 10^{-4}} = 1.87 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{nM_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 5.12 \times 10^{-3} \times (0.135 - 4.6 \times 10^{-2})}{1.26 \times 10^{-4}} = 54.25 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 54.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

III.2.7. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 20.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.8; 4 \text{ MPa}) = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

Tableau III.15: Ferrailage des différents types des escaliers.

(N° Volées)	A _{st} calculé (cm ² /ml)		A _{st} choisie (cm ² /ml)		Ar calculé (cm ² /ml)		Ar choisie (cm ² /ml)	
	travée	appui	travée	appui	travée	appui	travée	appui
1	2.64	1.54	7T12 7.92	7T12 7.92	1.98	1.98	4T10 3.14	4T10 3.14
2	5.44	3.13	7T12 7.92	7T12 7.92	1.98	1.98	4T10 3.14	4T10 3.14
3	2.64	1.54	7T12 7.92	7T12 7.92	1.98	1.98	4T10 3.14	4T10 3.14

III.2.8. Schéma de ferrailage:

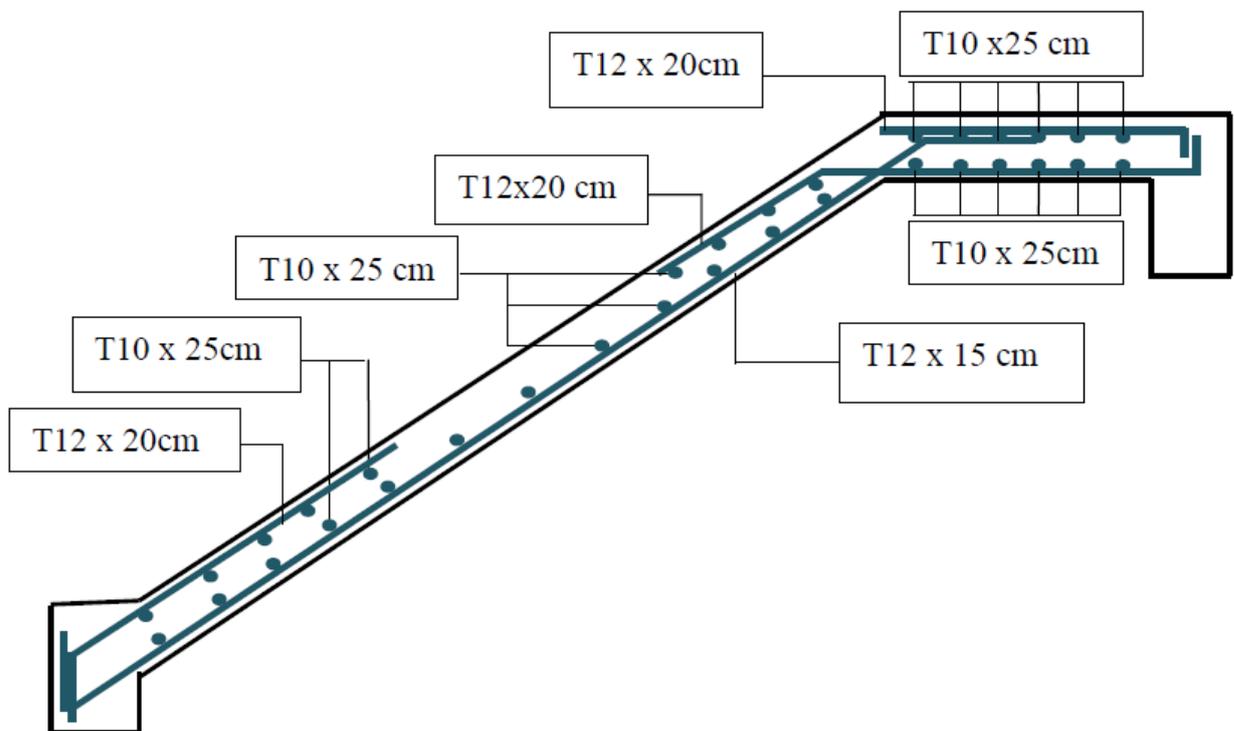


Figure III.23 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'escalier type 01 (volée1)

III.3. Etude de la poutre palière:**III.3.1. Pré dimensionnement :**

D'après **BAEL 91 modifié 99**, on a :

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

$$L = 4.20\text{m} \rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \rightarrow 28 \leq h \leq 42$$

→ On prend: **h = 40 cm**

$$0.3h < b < 0.7 h \rightarrow 12 < b < 28$$

→ On prend: **b = 30cm** (min RPA)

D'après le **RPA99 version 2003** :

- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots$ « condition vérifiée »
- $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots$ « condition vérifiée »
- $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1.33 < 4 \dots\dots\dots$ « condition vérifiée »

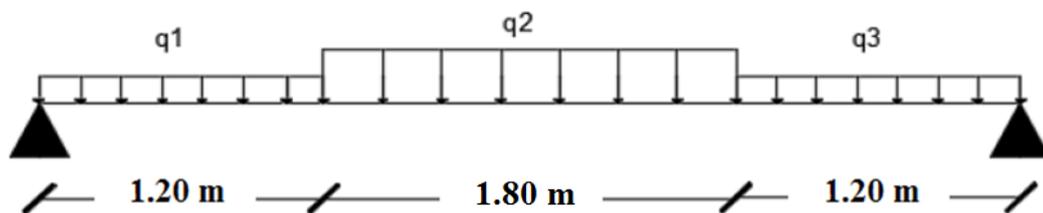
III.3.2. Charge supportée par la poutre palière :

Figure III.24: Charges supportées par la poutre palière.

▪ **Poids propre de la poutre :**

Palier inférieur : $pp_1 = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$.

Paillasse: $pp_2 = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times \frac{1}{\cos(33.47)} = 3.6 \text{ KN/ml}$.

Palier supérieure : $pp_3 = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$.

▪ **Poids du mur situé sur la poutre :**

Palier inférieur : $P_1 = 3.05 \times (3.23 - 1.02 - 0.45) = 5.37 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $P_2 = 3.05 \times \left(\frac{3.23}{2} - 0.45\right) = 3.55 \text{ KN/ml}$

Palier supérieure : $P_3 = 3.05 \times (3.23 - 2.21 - 0.45) = 1.74 \text{ KN/ml}$

▪ **Réaction du palier sur la poutre :**

$$R_b = \frac{2T}{L} = \frac{2 \times 25.97}{4.2} = 12.37 \text{ KN}$$

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q + R_b$ avec : $Q = 0$

ELS : $q_s = G + Q + R_b$

Tableau III.16 : charges et surcharges en ELU et ELS

	q_1 (KN/m)	q_2 (KN/m)	q_3 (KN/m)
ELU	23.67	22.023	18.77
ELS	20.74	19.520	17.11

Tableau III.17: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palier

	M_{\max}	T_{\max}
ELU	47.24	47.38
ELS	41.92	41.83

III.3.3. Calcul du ferrailage de la poutre palière:

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{\max}$

En appui : $M_a = 0.50 \times M_{\max}$

Tableau III.18 : Efforts appliqués sur la poutre palière.

Travée		Appui	
Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
40.154	35.632	23.62	20.96

III.3.3.1. Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

▪ **En travée :**

$M_{\max} = 47.24 \text{ KN.m}$

$M_{ut} = 0.85 \times M_{\max} = 40.154 \text{ KN.m} = 0.040154 \text{ MN.m}$

$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 28}{1.5} = 15.86 \text{ MPa}$

$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m.}$

$b = 30 \text{ cm} = 0.3 \text{ m}$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.040154}{0.3 \times (0.36)^2 \times 15.86} = 0.065 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.065)})$$

→ $\alpha = 0.084$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.084)$$

→ $Z = 0.35 \text{ m}$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{40.154 \times 10^{-3}}{0.35 \times \frac{400}{1.15}} = 3.30 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On prend: 3T12 = 3.39 cm²/ml

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0.5\% \times h \times b$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.005 \times 40 \times 30$$

$$A_{st \text{ min}} = 6 \text{ cm}^2$$

On à : $A_{st} < A_{st \text{ min}}$

Donc on considère : $A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \left(\frac{2.28}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 1.42 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

▪ En appui :

$$M_{\max} = 47.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.5 \times M_{\max} = 23.62 \text{ KN.m} = 0.02362 \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 28}{1.5} = 15.86 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m.}$$

$$b = 30 \text{ cm} = 0.3 \text{ m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.02362}{0.3 \times (0.36)^2 \times 15.86} = 0.038 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038})$$

→ $\alpha = 0.048$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.048)$$

→ $Z = 0.35 \text{ m}$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{23.62 \times 10^{-3}}{0.35 \times \frac{400}{1.15}} = 1.94 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On prend: 3T12 = 3.39 cm²/ml

D'après le R.P.A :

$$A_{st \min} = 0.5\% \times h \times b$$

$$A_{st \min} = 0.005 \times 40 \times 30$$

$$A_{st \min} = 6 \text{ cm}^2$$

On à : $A_{st} < A_{st \min}$

Donc on considère : $A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \left(\frac{2.28}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq 1.42 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Vérification à l'ELS

▪ En travée :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n \times A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 6.79}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 6.79}{15 \times 6.79^2}} - 1 \right)$$

$$x = 12.6 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.3 \times 0.126^3}{3} + 15 \times 6.79 \times 10^{-4} \times (0.36 - 0.126)^2$$

$$I = 7.58 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{35.632 \times 10^{-3} \times 12.6 \times 10^{-2}}{7.58 \times 10^{-4}} = 5.92 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 35.632 \times 10^{-3} \times (0.36 - 12.6 \times 10^{-2})}{7.58 \times 10^{-4}} = 164.99 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 5.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 164.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

▪ **En appui:**

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n \times A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n = 15 ; A_{sc} = 0$$

$$x = \frac{15 \times 6.79}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 6.79}{15 \times 6.79^2}} - 1 \right)$$

$$x = 12.6 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.3 \times 0.126^3}{3} + 15 \times 6.79 \times 10^{-4} \times (0.36 - 0.126)^2$$

$$I = 7.58 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{20.96 \times 10^{-3} \times 12.6 \times 10^{-2}}{7.58 \times 10^{-4}} = 3.48 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 20.96 \times 10^{-3} \times (0.36 - 12.6 \times 10^{-2})}{7.58 \times 10^{-4}} = 97.06 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 3.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 97.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

III.3.3.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \text{ max}} = 47.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{47.38 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.8; 4 \text{ MPa}) = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

III.3.3.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.40}{4.2} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.095 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{0.40}{4.2} \geq \frac{35.632}{10 \times 41.92} \rightarrow 0.095 \geq 0.085 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \begin{cases} \text{En travée : } \frac{6.79}{30 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0063 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V} \\ \text{En Appui : } \frac{6.79}{30 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0063 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

III.3.3.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{t \text{ min}} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (1.14; 3; 1.4)$$

$$\varnothing_t \leq 1.14 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

▪ **Calcul d'espacement des cadres :** D'après RPA99 V 2003

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_{1 \text{ min}}; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (10; 14.4; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{on prend: } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \rightarrow \text{on prend: } S_t' = 20 \text{ cm}$$

III.3.4. Schéma de ferrailage :

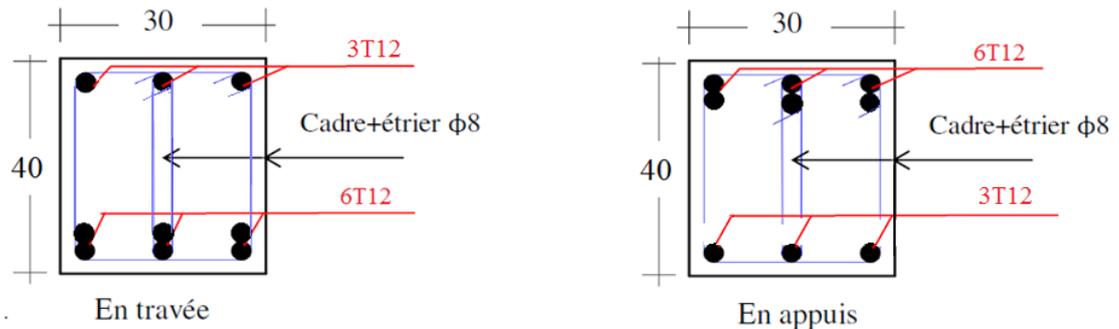


Figure III. 25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4. Etude de l'acrotère :

III.4.1. Principe de calcul :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

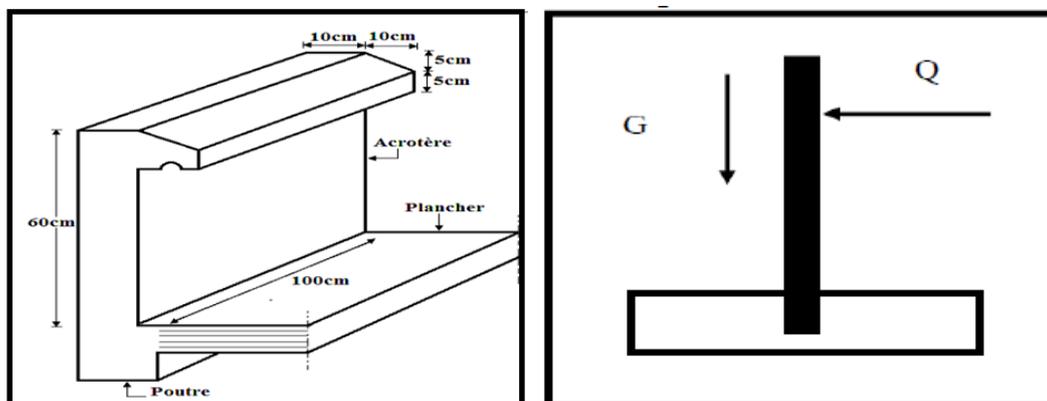


Figure III.26 : Schématisation de l'acrotère.

▪ **Poids propre de l'acrotère :**

• **Charge permanente:**

$$G = \rho \times S$$

Avec :

- S : surface de l'acrotère
- ρ : poids volumique de béton

La surface de l'acrotère est :

$$S = \frac{0.05 \times 0.1}{2} + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) \rightarrow S = 0.0675 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$G = 2500 \times 0.0675 \text{ (La masse volumique = } 2500 \text{ Kg /m}^3\text{.)}$$

$$G = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

D'après le R.P.A 99 V2003 :

$$Q = F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec:

- F_P : force horizontal.
- A : coefficient d'accélération de zone d'usage : $A = 0.25$
- C_P : facteur de force horizontale : $C_P = 0.8$
- W_P : poids de l'élément.

$$Q = F_P = 4 \times (0.25) \times (0.8) \times (168.75) = 135 \text{ Kg/ml}$$

$$Q = 1.35 \text{ KN/ml}$$

III.4.2.Calcul des sollicitations:

- **E.L.U:** $1.35 \times G + 1.5 \times Q$

- Moment fléchissant :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q \text{ (avec } M_G = 0)$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times l$$

$$M_u = 1.5 \times (1.35) \times (0.60)$$

$$M_u = 1.215 \text{ KN.m/ml}$$

- Effort normal :

$$N_u = 1.35 \times G$$

$$N_u = 1.35 \times (1.6875)$$

$$N_u = 2.2781 \text{ KN/ml}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.35$$

$$V_u = 2.025 \text{ KN/ml}$$

▪ **E.L.S:** G + Q

- Moment fléchissant :

$$M_s = M_G + M_Q \quad (\text{avec : } M_G = 0)$$

$$M_s = Q \times l = 1.35 \times (0.60) = 0.81 \text{ KN.m/ml}$$

- Effort normal :

$$N_s = G = 1.6875 \text{ KN/ml.}$$

- Effort tranchant :

$$V_s = Q = 1.35 \text{ KN /ml}$$

Tableau III.19 : Calcul des sollicitations

	N (KN/ml)	M (KN.m /ml)	V (KN/ml)
E.L.U	2.2781	1.215	2.025
E.L.S	1.6875	0.81	1.35

III.4.3. Calcul de l'excentricité :

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

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.215}{2.2781} = 0.5333 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$$53.33 > 1.67 \quad (e > \frac{h}{6})$$

Donc la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.4.4. Détermination du ferrailage :

▪ **E.L.U :**

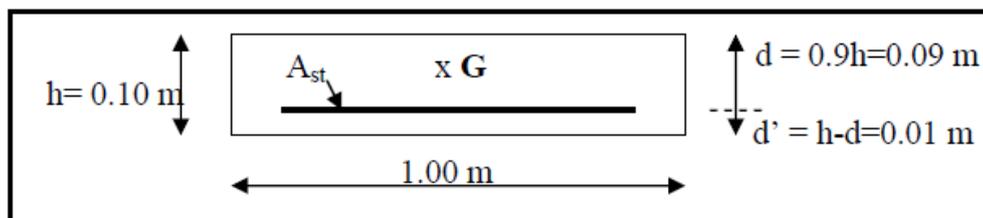


Figure III.27 : section de calcul d'acrotère

- ✓ **d** : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
- ✓ **d'** : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

- Moment de flexion fictif (MA)

$$M_A = M_u + N_u (d - h_t / 2)$$

$$M_A = 1.215 + 2.2781 (0.09 - 0.10 / 2)$$

$$M_A = 1.306 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.306 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 15.86} = 0.0102 < \mu_R = 0.392$$

Donc : $A_{sc} = 0$ ' section simple armature '

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0102}) \rightarrow \alpha = \mathbf{0.0128}$$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.0128) \rightarrow \mathbf{Z = 0.08954 \text{ m}}$$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} - N_u \right) = \frac{1}{347.82} \left(\frac{1.306 \times 10^{-3}}{0.08954} - 2.2781 \times 10^{-3} \right) = 0.3538 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.3538 \text{ cm}^2 \text{ (Faible section)}$$

Donc : A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_c) = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times (2.28 / 400)$$

$$A_{st} \geq 1.1799 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **4T8** ($A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$)

▪ Vérification à ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.81}{1.6875} = 0.48 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$$48 > 1.67(e > \frac{h}{6})$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nAst}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$P = -3 \left(48 - \frac{10}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \left(48 - \frac{10}{2} + 9\right)$$

$$P = -5452.932 \text{ cm}^2 = -0.5452932 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nAst}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2 \left(48 - \frac{10}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \left(48 - \frac{10}{2} + 9\right)^2$$

$$q = 154122.464 \text{ cm}^3 = 0.1541224 \text{ m}^3$$

- **Méthode des itérations successives :**

$$\text{On a : } e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

On fixe la première valeur de $e_1 = 0.50\text{m}$ On trouve $e_1 = 0.49\text{m}$

e_1 choisi	e_1 trouvé
0.500	0.490
0.490	0.483
0.483	0.478
0.478	0.474
0.474	0.470
0.470	0.467
0.467	0.465
0.465	0.463
0.463	0.461
0.461	0.459
0.459	0.458
0.458	0.457
0.457	0.456
0.456	0.455
0.455	0.454
0.454	0.453
0.453	0.452
0.452	0.452

On adopte : $e_1 = 0.452 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$x = \frac{10}{2} + 45.2 - 48$$

$$x = 2.2 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment statique :**

$$S = \frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x)$$

$$S = \frac{100 \times 2.2^2}{2} - 15 \times 2.01 (9 - 2.2)$$

$$S = 36.98 \text{ cm}^3$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{1.6875 \times 10^{-3} \times 2.2 \times 10^{-2}}{36.98 \times 10^{-6}} = 1.004 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 1.6875 \times 10^{-3} \times (0.09 - 2.2 \times 10^{-2})}{36.98 \times 10^{-6}} = 46.54 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé au noyé en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 1.004 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 46.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

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

- **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_r = 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.35 = 2.025 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.025 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0225 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.8; 4 \text{ MPa}) = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0.0225 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

III.4.5. Schéma de ferrailage :

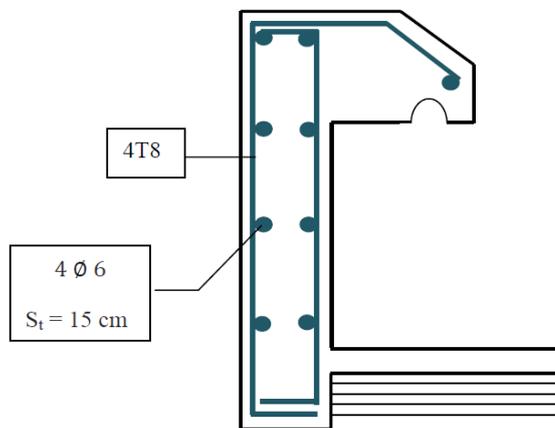


Figure III.28: Ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude des balcons (dalle pleine) :

III.5.1. Types des balcons :

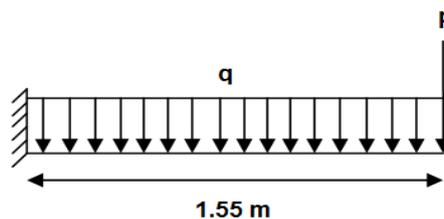


Figure III.29: Types des balcons

III.5.2. L'épaisseur d'un balcon :

On a : $L = 1.55 \text{ m}$

$$e \geq \frac{L}{30} = \frac{155}{30} = 5.16 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

III.5.3. Charges et surcharges supportées par le balcon :

Le balcon reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et à la charge d'exploitation et une charge concentrée du mur en maçonnerie.

Les charges sont résumées dans les tableaux suivants :

- **Poids propre et charge d'exploitation :**

On a : $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

$qu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5 = 12.2025 \text{ KN/ml}$

$qs = G + Q = 5.15 + 3.5 = 8.65 \text{ KN/ml}$

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml) (1.35G + 1.5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1ml
5.15	3.5	qu = 12.20	qs = 8.65

- **Mur de simple cloison :**

Tableau III.20 : Charge de mur au niveau du balcon.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit en ciment	18	0.02	0.36

$G_{\text{mur}} = 1.62 \text{ KN/m}^2$

$P = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} \times 1\text{ml}$

$P = 1.62 \times 1.1 \times 1 = 1.782 \text{ KN}$

P : charge de la maçonnerie (force ponctuelle)

- **ELU :** $P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 1.782 = 2.406 \text{ KN}$

- **ELS :** $P_s = P = 1.782 \text{ KN}$

Tableau III.21 : charge de la maçonnerie

G_{mur} (KN/m ²)	Hauteur (m)	ELU (KN/ml) (1.35 G) × 1.1	ELS (KN/ml) (G) × 1.1
1.62	1.1	2.406	1.782

III.5.4. Moments fléchissant et efforts tranchants :

- **ELU :**

($P_u = 2.406 \text{ KN/ml}$) ; ($qu = 12.20 \text{ KN/ml}$)

Travée : $0 \leq x \leq 1.55\text{m}$

$M_u(x) = - P_u x - qu \frac{x^2}{2} = -2.406x - 12.2 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.ml} \\ M(1.55) = -18.385 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

$$M'u(x) = -Pu - qux = 0 \rightarrow x = -\frac{Pu}{qu} = -\frac{2.406}{12.2} = -0.20 \rightarrow \notin [0; 1.50]$$

$$T(x) = Pu + qux = 2.406 + 12.2x$$

$$\begin{cases} T(0) = 2.406 \text{ KN} \\ T(1.55) = 21.316 \text{ KN} \end{cases}$$

- **ELS:** ($P_s = 1.782 \text{ KN/ml}$) ; ($q_s = 8.65 \text{ KN/ml}$)

Travée: $0 \leq x \leq 1.55\text{m}$

$$M_s(x) = -P_s x - q_s \frac{x^2}{2} = -1.782x - 8.65 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.ml} \\ M(1.55) = -13.153 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

$$M's(x) = -P_s - q_s x = 0 \rightarrow x = -\frac{P_s}{q_s} = -\frac{1.782}{8.65} = -0.21 \rightarrow \notin [0; 1.50]$$

$$T(x) = P_s + q_s x = 1.782 + 8.65x$$

$$\begin{cases} T(0) = 1.782 \text{ KN} \\ T(1.55) = 15.19 \text{ KN} \end{cases}$$

III.5.5. Détermination du ferrailage :

Les balcons sont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales.

III.5.5.1. Calcul des armatures longitudinales :

Données :

Section : $h = 0.15$; $b = 1\text{m}$; $d = 0.9h = 0.135\text{m}$

Béton : $F_{c28} = 28 \text{ MPA}$

Acier : HA Fe400

On à : $M_{\max} = 18.39 \text{ KN.ml}$

- Moment ultime réduit :

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 28}{1.5}$$

$F_{bc} = 15.86 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 15.86} = 0.06 < \mu_R = 0.392$$

Donc : $A_{SC} = 0$ ' section simple armature '

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.06)})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.077$$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.077)$$

$$\rightarrow Z = 0.131 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{18.39 \times 10^{-3}}{0.131 \times \frac{400}{1.15}} = 4.04 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On prend : $A_{st} = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après le **R.P.A** : $A_{st \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h$

$$A_{st \text{ min}} = 0.005 \times 1 \times 0.15$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.00075 \text{ m}^2 = 7.5 \text{ cm}^2$$

On à : $A_{st} < A_{st \text{ min}}$

Donc on considère : $A_{st} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \left(\frac{2.28}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq 1.77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

- Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement : D'après **B.A.E.L.91** :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

▪ Vérification à l'ELS :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b (d A_{st})}{n (A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 7.92}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13.5 \times 7.92}{15 \times 7.92^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4.60 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{1 \times 0.046^3}{3} + 15 \times 7.92 \times 10^{-4} \times (0.135 - 0.046)^2$$

$$I = 1.26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{13.15 \times 10^{-3} \times 4.6 \times 10^{-2}}{1.26 \times 10^{-4}} = 4.8 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 13.15 \times 10^{-3} \times (0.135 - 4.6 \times 10^{-2})}{1.26 \times 10^{-4}} = 139.33 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 4.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 139.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

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

III.5.5.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 21.316 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{21.316 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.158 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.8; 4 \text{ MPa}) = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0.158 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \rightarrow (\text{C.V})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

III.5.5.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{1.55} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.097 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e} \rightarrow \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} \leq \frac{4.20}{400} \rightarrow 0.00586 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

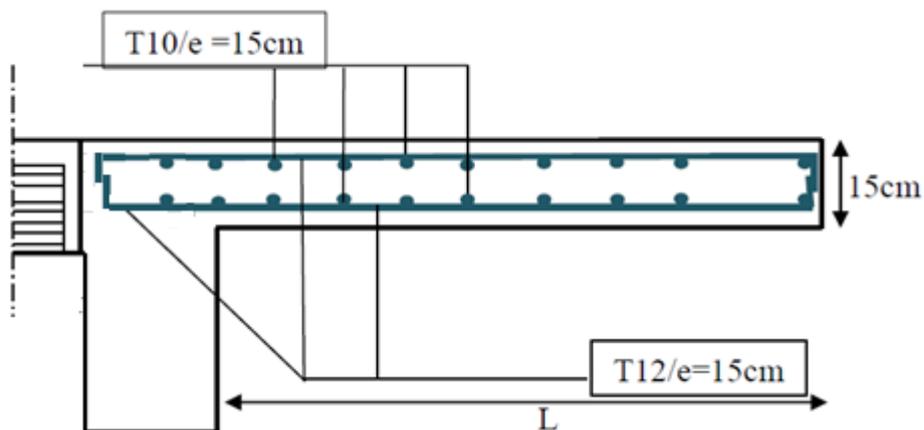
Les conditions sont vérifier, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.22: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon

Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
A _{st} calculé	A _{st} choisi	Ar calculé	Ar choisi
4.04	7T12 = 7.92	1.98	4T10 = 3.14

III.5.6. Schéma de ferrailage de balcon :

Figure III.30: Ferrailage du balcon.



III.6. Etude de l'ascenseur :

III.6.1. Introduction :

L'ascenseur est constitué de trois éléments essentiels : la cabine, le contre poids, et le mécanisme d'entraînement constitué de moteur, de réducteur, et de frein.

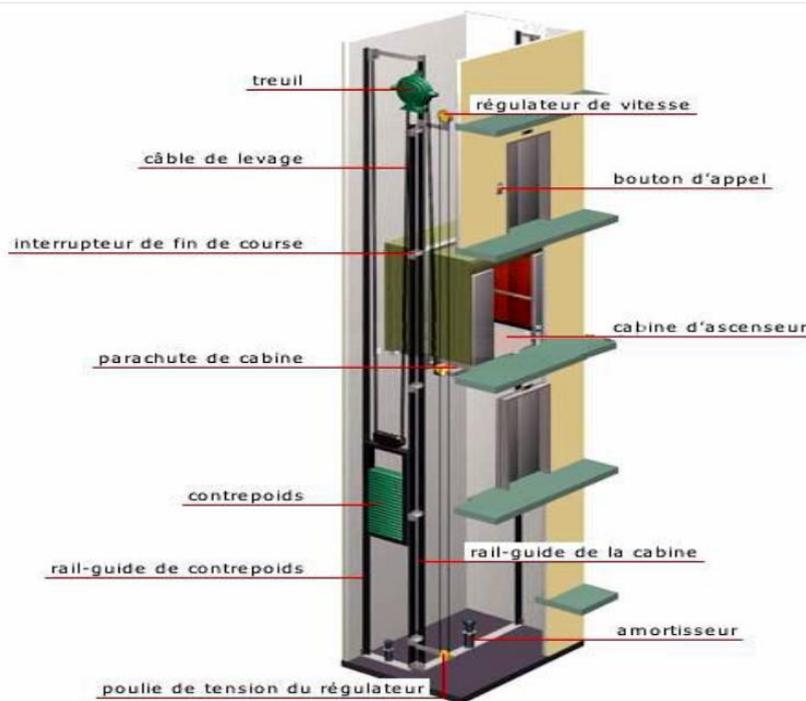


Figure III.31 : Schéma d'un ascenseur

III.6.2. Charges et surcharges supportées par la dalle :

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée due à la machine.

III.6.2.1. Charge et surcharge de la dalle :

- **Dimensionnement de la dalle :**

La dalle est appuyée sur leur pourtour avec : ($L_x = 1.8 \text{ m}$) ; ($L_y = 1.8 \text{ m}$)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{1.8} = 1 > 0.4 \text{ (La dalle portant dans les deux sens (x, y)).}$$

$$h \geq \frac{L_x}{4} = \frac{180}{40} = 4.5 \rightarrow \begin{cases} h \geq 3.88 \text{ cm} \rightarrow \text{Selon la condition de résistance.} \\ h \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{Selon la condition de coupe-feu pendant 2 heures.} \\ h \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{D'après C.B.A.93.} \end{cases}$$

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de (20 cm), et on utilise un revêtement pour que les conditions du poinçonnement soient vérifiées.

- **Charges et surcharges de la dalle :**

Tableau III.23: Charges et surcharge de la dalle.

Désignation	e (cm)	ρ (Kg/ m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Dalle pleine en(B.A) 20cm	0.2	25	5.00

- La charge permanente : $G = 6.60 \text{ KN/m}^2$

- La charge d'exploitation : $Q = 1\text{KN/m}^2$

- **Combinaison des charges de la dalle :**

$$\text{ELU: } P_{U1} = (1.35 \times 6.60) + (1.5 \times 1.00) = 10.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } P_{S1} = 6.60 + 1.00 = 7.60 \text{ KN/m}^2$$

III.6.2.2. Charge et surcharge de la machine :

- La cabine à une capacité de huit personnes, donc la charge nominale (Q) donnée par une valeur de (630 KG), une moyenne de (78.75 KG) pour une personne.

- Le contrepoids est calculé comme suit : P (Contre poids) = P (machine vide) + Q/2

- Poids de la cabine vide = 600 kg
- Poids de contre poids = $Q/2 + P \text{ cabine} = 630/2 + 600 = 915 \text{ kg}$
- Le poids mort total : $P_m = 1200\text{KG}$

- **Le poids des câbles :**

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

- L : longueur de câble
- m : masse linéaire du câble
- n : nombre de câble

$$\frac{D_{\text{poulies}}}{d_{\text{câbles}}} = 45 \text{ et } \frac{500}{d_{\text{câbles}}} = 45 \rightarrow d_{\text{câble}} = \frac{500}{45} = 11.111 \text{ mm}$$

$$M_g = m \times n \times L = 0.512 \times 37.88 \times 2 = 38.78 \text{ kg}$$

- Poids des accessoires = 80 kg
- Poids de parachute = 100 kg

- **La charge permanente :**

$$G = 1200 + 38.78 + 915 + 600 + 100 + 80$$

$$G = 2933.78 \text{ kg} = 29.337 \text{ KN/ml}$$

▪ **La Charge d'Exploitation :**

$$Q = 630 \text{ kg} = 6.3 \text{ KN/ml (8 personne)}$$

▪ **Combinaisons de Charge :**

$$\text{ELU} : Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 29.337 + 1.5 \times 6.3 = 49.054 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{ELS} : Q_s = G + Q = 29.337 + 6.3 = 35.637 \text{ KN/m}^2.$$

III.6.3. Moments fléchissant :

III.6.3. 1. Sous la charge répartie : D'après C.B.A.9 :

Avec : ($L_x = 1.8 \text{ m}$), ($L_y = 1.8 \text{ m}$) ;

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{1.8} = 1 > 0.4 \text{ (La dalle portant dans les deux sens (x, y)).}$$

D'après l'ANNEXE 1 de C.B.A.93 : Pour la valeur de ($\alpha = 1$), on adopte

α	ELU ($v = 0$)		ELS ($v = 0.2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
1	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

• **ELU :**

Sens (x-x) : $M_{xu}' = \mu_x \times P_{U1} \times (L_x)^2$

$$M_{xu}' = 0.0368 \times 10.41 \times (1.8)^2 = 1.24 \text{ KN.m}$$

Sens (y-y) : $M_{yu}' = \mu_y \times M_{xu}'$

$$M_{yu}' = 1 \times 1.24 = 1.24 \text{ KN.m}$$

• **ELS :**

Sens (x-x) : $M_{xs}' = \mu_x \times P_{S1} \times (L_x)^2$

$$M_{xs}' = 0.0441 \times 7.60 \times (1.8)^2 = 1.09 \text{ KN.m}$$

Sens (y-y) : $M_{ys}' = \mu_y \times M_{xs}'$

$$M_{ys}' = 1 \times 1.09 = 1.09 \text{ KN.m}$$

III.6.3.2. Sous la charge concentrée :

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise la méthode de **PIGEAU** qui nécessite le calcul de la zone d'impact.

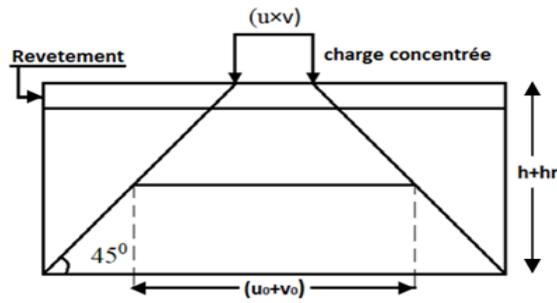


Figure III.32 : Zone d'impact.

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :

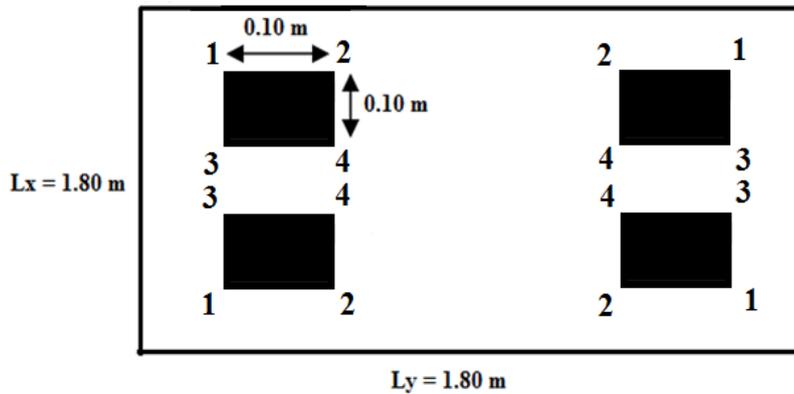
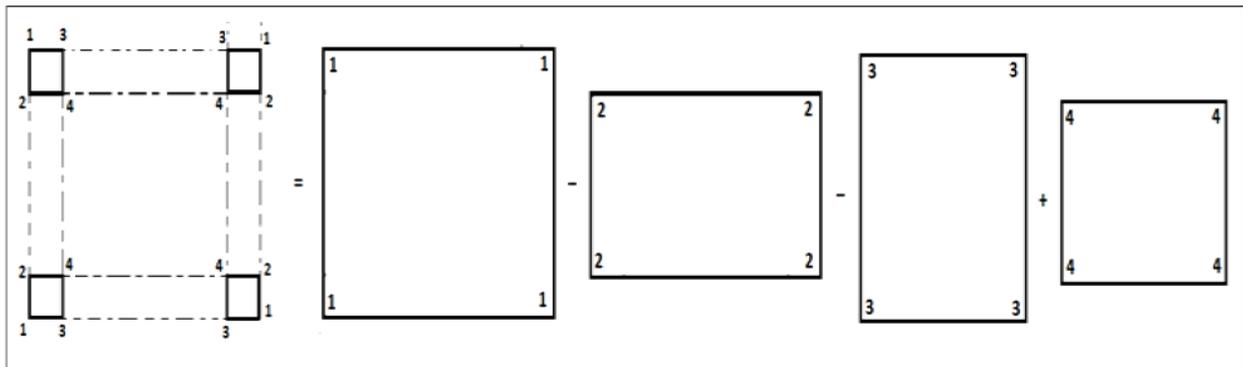


Figure III.33: Dimensions de la charge concentrée



On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4) La valeur du moment fléchissant devient :

$$M_x = \frac{M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4}}{4}$$

$$M_y = \frac{M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}}{4}$$

❖ **Exemple de calcul:** On prend comme exemple de calcul le panneau (1-1).

ELU :

$$(U = 1.20 \text{ m}) ; (V = 1.20 \text{ m}) ; (h_{\text{La dalle}} = 0.20 \text{ m}) ; (h_{\text{Revêtement}} = 0.05 \text{ m})$$

$$P_u \text{ La machine} = 49.054 \text{ KN} / S_{(4 \text{ Pieds})} \rightarrow (\text{Charge répartie})$$

$$S_{(4 \text{ Pieds})} = (4 \times 0.1 \times 0.1) = 0.04 \text{ m}^2$$

$$P_u \text{ La machine} = \frac{49.054}{0.04} = 1226.35 \text{ KN/m}^2$$

$$U_0 = U + h_{\text{La dalle}} + 1.5 \times h_{\text{Revêtement}} \rightarrow (\text{Cas d'un revêtement souple}).$$

$$U_0 = 1.20 + 0.20 + 1.5 \times (0.05) = 1.475 \text{ m}$$

$$V_0 = V + h_{\text{La dalle}} + 1.5 \times h_{\text{Revêtement}} \rightarrow (\text{Cas d'un revêtement souple}).$$

$$V_0 = 1.20 + 0.20 + 1.5 \times (0.05) = 1.475 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{1.8} = 1 \rightarrow \text{On utilise l'abaque 2 pour la détermination des moments } (M_1 ; M_2)$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1.475}{1.8} = 0.82 \rightarrow M_1 = 5.2 \times 10^{-2} \text{ et } v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1.475}{1.8} = 0.82 \rightarrow M_2 = 5.2 \times 10^{-2} \text{ et } v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$P_{u1} = P_u (\text{machine}) \times U \times V = 1226.35 \times 1.20 \times 1.20 = 1765.944 \text{ KN}$$

$$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{u1} = 0.052 \times 1765.944 = 91.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{u1} = 0.052 \times 1765.944 = 91.83 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$(U = 1.20 \text{ m}) ; (V = 1.20 \text{ m}) ; (h_{\text{La dalle}} = 0.20 \text{ m}) ; (h_{\text{Revêtement}} = 0.05 \text{ m})$$

$$P_s \text{ La machine} = 35.637 \text{ KN} / S_{(4 \text{ Pieds})} \rightarrow (\text{Charge répartie})$$

$$S_{(4 \text{ Pieds})} = (4 \times 0.1 \times 0.1) = 0.04 \text{ m}^2$$

$$P_s \text{ La machine} = \frac{35.637}{0.04} = 890.925 \text{ KN/m}^2$$

$$U_0 = U + h_{\text{La dalle}} + 1.5 \times h_{\text{Revêtement}} \rightarrow (\text{Cas d'un revêtement souple}).$$

$$U_0 = 1.20 + 0.20 + 1.5 \times (0.05) = 1.475 \text{ m}$$

$$V_0 = V + h_{\text{La dalle}} + 1.5 \times h_{\text{Revêtement}} \rightarrow (\text{Cas d'un revêtement souple}).$$

$$V_0 = 1.20 + 0.20 + 1.5 \times (0.05) = 1.475 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{1.8} = 1 \rightarrow \text{On utilise l'abaque 2 pour la détermination des moments } (M_1 ; M_2)$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1.475}{1.8} = 0.82 \rightarrow M_1 = 5.2 \times 10^{-2} \text{ et } v = 0.2 \text{ à (ELS)}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1.475}{1.8} = 0.82 \rightarrow M_2 = 5.2 \times 10^{-2} \text{ et } v = 0.2 \text{ à (ELS)}$$

$$P_{s1} = P_u \text{ (machine)} \times U \times V = 890.925 \times 1.20 \times 1.20 = 1282.932 \text{ KN}$$

$$M_{xs1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{s1} = (0.052 + (0.2 \times 0.052)) \times 1282.932 = 80.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{s1} = (0.052 + (0.2 \times 0.052)) \times 1282.932 = 80.05 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III.24: Résultats de calcul.

Panneau	U (m)	V (m)	U ₀ (m)	V ₀ (m)	U ₀ /L _X	V ₀ /L _Y
(1-1)	1.20	1.20	1.475	1.475	0.82	0.82
(2-2)	1.00	1.20	1.275	1.475	0.71	0.82
(3-3)	1.20	1.00	1.475	1.275	0.82	0.71
(4-4)	1.00	1.00	1.275	1.275	0.71	0.71

Panneau	M ₁	M ₂	ELU			ELS		
			P _{ui} (KN)	M _{xi} (KN.m)	M _{yi} (KN.m)	P _{si} (KN)	M _{xi} (KN.m)	M _{yi} (KN.m)
(1-1)	0.052	0.052	1765.944	91.83	91.83	1282.932	80.05	80.05
(2-2)	0.058	0.056	1471.62	85.35	82.41	1069.11	73.98	72.27
(3-3)	0.056	0.058	1471.62	82.41	85.35	1069.11	72.27	73.98
(4-4)	0.063	0.063	1226.35	77.26	77.26	890.925	67.35	67.35

ELU:

$$M_{xu} = \frac{91.83 - 85.35 - 82.41 + 77.26}{4} = 0.3325 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = \frac{91.83 - 82.41 - 85.35 + 77.26}{4} = 0.3325 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{xs} = \frac{80.05 - 73.98 - 72.27 + 67.35}{4} = 0.2875 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = \frac{80.05 - 72.27 - 73.98 + 67.35}{4} = 0.2875 \text{ KN.m}$$

III.6.3.3. Superposition des moments fléchissant :

La dalle est soumise à deux types de chargement (répartie, concentré), donc on fait une superposition des moments fléchissant.

ELU :

$$M_{xu} = M_{xu'} + M_{xu} = 1.24 + 0.3325 = 1.5725 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = M_{yu'} + M_{yu} = 1.24 + 0.3325 = 1.5725 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{xs} = M_{xs'} + M_{xs} = 1.09 + 0.2875 = 1.3775 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = M_{ys'} + M_{ys} = 1.09 + 0.2875 = 1.3775 \text{ KN.m}$$

III.6.3.4. Calcul des moments fléchissant réels :

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$$

ELU :

▪ **Sens (x-x) :** $M_{xu} = 1.5725 \text{ KN.m}$

- **Moment en appui :** $M_d = 0.5 M_x = (0.5 \times 1.5725) = 0.78625 \text{ KN. m}$

- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 M_x = (0.85 \times 1.5725) = 1.336625 \text{ KN. m}$

- **Vérification de la condition :**

$$1.336625 + \frac{0.78625 + 0.78625}{2} = 2.123 \text{ KN.m} \geq 1.25 \times 1.5725 = 1.966 \text{ KN.m} \dots\dots (\text{C.V})$$

▪ **Sens (y-y) :** $M_{yu} = 1.5725 \text{ KN.m}$

- **Moment en appui :** $M_d = 0.5 M_y = (0.5 \times 1.5725) = 0.78625 \text{ KN. m}$

- **Moment en travée :** $M_t = 0,85 M_y = (0.85 \times 1.5725) = 1.336625 \text{ KN. m}$

- **Vérification de la condition :**

$$1.336625 + \frac{0.78625 + 0.78625}{2} = 2.123 \text{ KN.m} \geq 1.25 \times 1.5725 = 1.966 \text{ KN.m} \dots\dots (\text{C.V})$$

ELS :

▪ **Sens (x-x) :** $M_{xs} = 1.3775 \text{ KN.m}$

- **Moment en appui :** $M_d = 0.5 M_x = (0.5 \times 1.3775) = 0.68875 \text{ KN. m}$

- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 M_x = (0.85 \times 1.3775) = 1.070875 \text{ KN. m}$

- **Vérification de la condition :**

$$1.070875 + \frac{0.68875 + 0.68875}{2} = 1.76 \text{ KN.m} \geq 1.25 \times 1.3775 = 1.722 \text{ KN.m} \dots\dots (\text{C.V})$$

- **Sens (v-v) :** $M_{ys} = 1.3775 \text{ KN.m}$
 - Moment en appui : $M_d = 0.5 M_y = (0.5 \times 1.3775) = 0.68875 \text{ KN. m}$
 - Moment en travée : $M_t = 0.85 M_y = (0.85 \times 1.3775) = 1.070875 \text{ KN. m}$
 - Vérification de la condition :

$$1.070875 + \frac{0.68875 + 0.68875}{2} = 1.76 \text{ KN.m} \geq 1.25 \times 1.3775 = 1.722 \text{ KN.m} \dots\dots (\text{C.V})$$

Tableau III.25: Moment fléchissant de la dalle pleine.

Sens	ELU		ELS	
	M(Travée)(KN.m)	M(Appui)(KN.m)	M(Travée)(KN.m)	M(Appui)(KN.m)
X-X	1.336625	0.78625	1.070875	0.68875
Y-Y	1.336625	0.78625	1.070875	0.68875

III.6.4. Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100 x 20) cm² qui travaille en flexion simple.

Avec : (b = 1.00 ml) ; (h = 0.20 m) ; (d = 0.9 × 0.2 = 0.18 m) ; ($f_{c28} = 28 \text{ MPa}$)

($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$) ; ($f_{bc} = 15.86 \text{ MPa}$) ; ($\mu_R = 0.392$)

ELU :

- **En travée :**

Dans les deux sens Lx et Ly

$$M_t = 1.34 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 15.86} = 0.0026 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0026})$$

→ $\alpha = 0.0033$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0033)$$

$$\rightarrow Z = 0.18 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1.43 \times 10^{-3}}{0.18 \times \frac{400}{1.15}} = 0.23 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On prend: $A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0.08\% \times h \times b$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.0008 \times 1 \times 0.2$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.6 \text{ cm}^2$$

On à : $A_{st} > A_{st \text{ min}}$ (C.V)

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \left(\frac{2.28}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq 2.3598 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

▪ En appui :

$$M_d = 0.79 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.79 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 15.86} = 0.0015 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0015})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.00188$$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.00188)$$

$$\rightarrow Z = 0.18 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_d}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.79 \times 10^{-3}}{0.18 \times \frac{400}{1.15}} = 0.126 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On prend: $A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0.08\% \times h \times b$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.0008 \times 1 \times 0.2$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.6 \text{ cm}^2$$

On à : $A_{st} > A_{st \text{ min}}$ (C.V)

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \left(\frac{2.28}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 2.3598 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

• Calcul des espacements :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Tableau III.26: Les espacements

Direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
(X-X)	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	C.V
(Y-Y)	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	C.V

Vérification à l'ELS

▪ En travée :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{nA_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 4.52}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18 \times 4.52}{15 \times 4.52^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4.31 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{1 \times 0.0431^3}{3} + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0431)^2$$

$$I = 1.54 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{1.071 \times 10^{-3} \times 4.31 \times 10^{-2}}{1.54 \times 10^{-4}} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 1.071 \times 10^{-3} \times (0.18 - 4.31 \times 10^{-2})}{1.54 \times 10^{-4}} = 14.28 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67, 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 0.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 14.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

▪ En appui:

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b (d A_{st})}{n (A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n = 15 ; A_{sc} = 0$$

$$x = \frac{15 \times 4.52}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18 \times 4.52}{15 \times 4.52^2}} - 1 \right)$$

$$x = 4.31 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{1 \times 0.0431^3}{3} + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0431)^2$$

$$I = 1.54 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{1.071 \times 10^{-3} \times 4.31 \times 10^{-2}}{1.54 \times 10^{-4}} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 1.071 \times 10^{-3} \times (0.18 - 4.31 \times 10^{-2})}{1.54 \times 10^{-4}} = 14.28 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 0.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 14.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

III.6.5. Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur, chaque appui prend (1/4) de la charge totale.

- La charge totale ultime de la machine est de 49.054 KN.
- La charge appliquée sur chaque appui est :

$$q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{49.054}{4} = 12.26 \text{ KN}$$

Selon B.A.E.L 91 modifié 99 :

$$q_u \leq 0.045 \times P_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{1.8} = 1 > 0.4 \quad (\text{La dalle portant dans les deux sens (x, y)}).$$

Si la charge est directement appliquée sur la dalle :

$$\begin{cases} U_0 = u + h \\ V_0 = v + h \end{cases}$$

Avec :

- h : l'épaisseur totale de la dalle.
- u et v : dimension d'impact

La charge concentré q_0 est appliqué sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$u = v = 10 \text{ cm}$$

$$U_0 = 10 + 20 + 1.5 \times 5 = 37.5 \text{ cm} = 0.375 \text{ m}$$

$$V_0 = 10 + 20 + 1.5 \times 5 = 37.5 \text{ cm} = 0.375 \text{ m}$$

P_c : périmètres du contour au niveau de feuillet moyen

$$P_c = (U_0 + V_0) \times 2 = (0.375 + 0.375) \times 2 = 1.50 \text{ m}$$

$$q_u \leq 0.045 \times 1.5 \times 0.20 \times \frac{28}{1.5} = 252 \text{ KN}$$

$$q_u = 12.26 \text{ KN} < 0.045 \times 1.5 \times 0.20 \times \frac{28}{1.5} = 252 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifié})$$

Donc : pas de risque de poinçonnement.

III.6.6. Vérification de la nécessité d'armatures transversales :

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucunes armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifiée : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

III.6.6.1. Calcul de la contrainte admissible : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.31 \text{ MPa}$$

III.6.6. 2. Calcul de l'effort tranchant : D'après (B.A.E.L) :

Lorsque des charges réparties et des charges concentrées agissent simultanément, on admet : $(V_x = V_x + V_a)$ et $(V_y = V_y + V_b)$

Avec :

- $(V_x ; V_y)$: Effort tranchant de la charge répartie à ELU.
- $(V_a ; V_b)$: Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = 1 > 0.4$$

Charge répartie :

$$V_x = \frac{p'_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{10.41 \times 1.8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 6.246 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p'_u \times L_x}{2} = \frac{10.41 \times 1.8}{2} = 9.369 > V_x$$

▪ **Charge concentrée :**

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$V_a = \frac{p}{(2b + a)} \quad \text{et} \quad V_b = \frac{p}{3b} \leq V_a$$

Nous avons quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant est donné par la formule suivante : $V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$ et $V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$

$$V_{a1} = \frac{1226 \times 1.2 \times 1.2}{2 \times 1.2 + 1.2} = 490.4 \text{ KN}$$

$$V_{a2} = \frac{1226 \times 1.2 \times 1}{2 \times 1.2 + 1} = 432.7 \text{ KN}$$

$$V_{a3} = \frac{1226 \times 1.2 \times 1}{2 \times 1 + 1.2} = 459.75 \text{ KN}$$

$$V_{a4} = \frac{1226 \times 1 \times 1}{2 \times 1 + 1} = 408.67 \text{ KN}$$

$$V_a = 490.4 - 432.7 - 459.75 + 408.67 = 6.62 \text{ KN}$$

$$V_{b1} = \frac{1226 \times 1.2 \times 1.2}{3 \times 1.2} = 490.4 \text{ KN} = V_{1a}$$

$$V_{b2} = \frac{1226 \times 1.2 \times 1}{3 \times 1.2} = 408.67 \text{ KN} \leq V_{2a}$$

$$V_{b3} = \frac{1226 \times 1.2 \times 1}{3 \times 1} = 490.4 \text{ KN} \geq V_{a3}$$

$$V_{b4} = \frac{1226 \times 1 \times 1}{3 \times 1} = 408.67 \text{ KN} = V_{4a}$$

$$V_b = 490.4 - 408.67 - 490.4 + 408.67 = 0$$

III.6.6.3. Superposition des efforts tranchants:

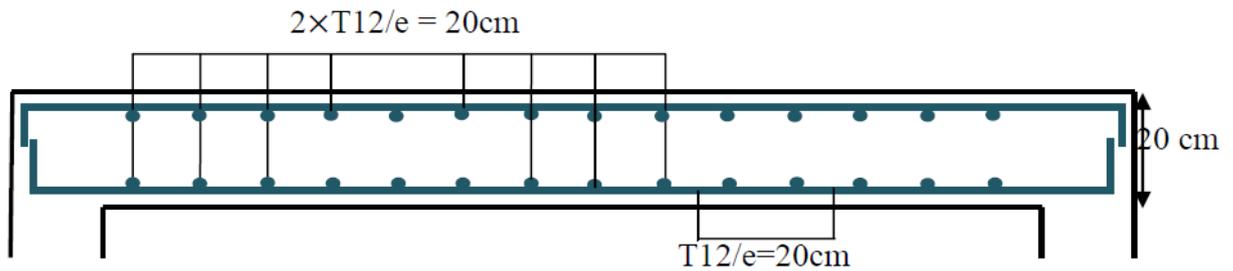
$$V_X = V_x + V_a = 6.246 + 6.62 = 12.866 \text{ KN}$$

$$V_Y = V_y + V_b = 9.369 + 0 = 9.369 \text{ KN}$$

III.6.6.4. La contrainte tangente:

$$\tau_{ua} = \frac{12.866 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0.071 \leq \bar{\tau}_u = 1.31 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

$$\tau_{ub} = \frac{9.369 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0.052 \leq \bar{\tau}_u = 1.31 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

III.6.7. Schéma de ferrailage :**Figure III.34:** Ferrailage de la dalle machine**III.7. Conclusion :**

Ce chapitre a pour but de déterminer les armatures nécessaires afin de reprendre les charges revenant aux éléments secondaires. Ceci nous mène à répondre à toutes les exigences du **R.P.A99 V 2003**, **B.A.E.L99**, et le **C.B.A93**.

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure

Chapitre IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

L'étude génie civil d'un bâtiment consiste à déterminer les différentes actions qui agissent sur cet ouvrage, pour cette raison l'étude des efforts sismiques est indispensable pour assurer la sécurité des biens et des personnes. Elle doit s'appuyer sur trois points :

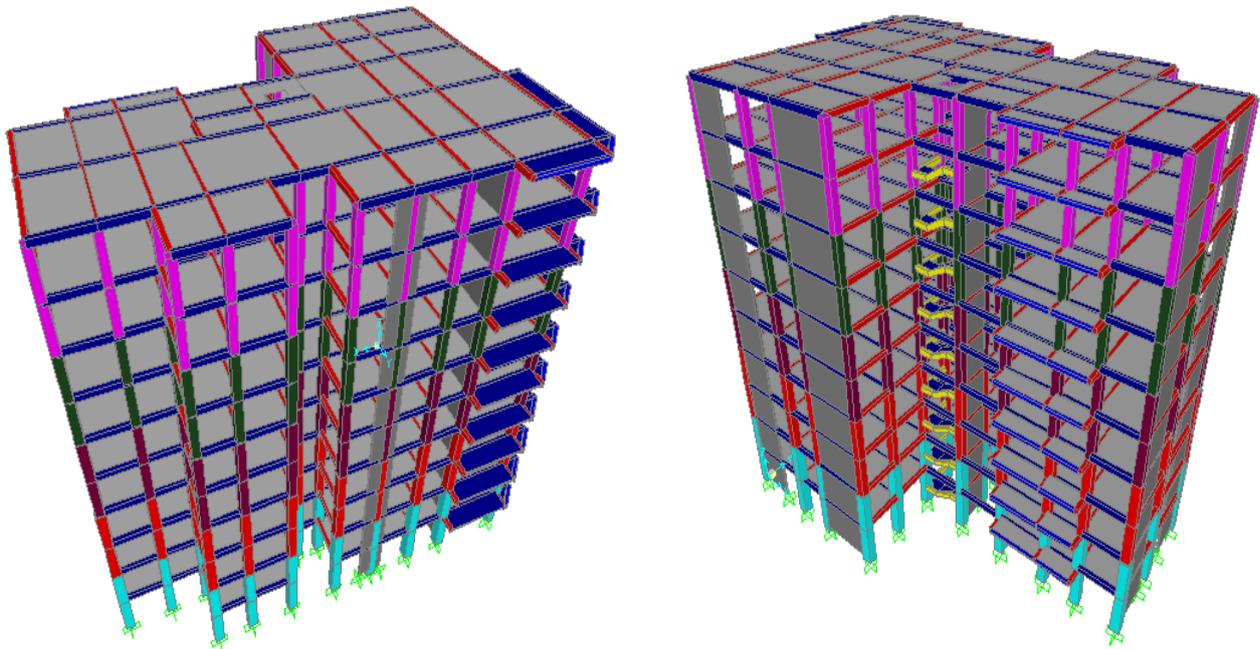
- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée.

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.2. Modélisation de la structure :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, étant donnée la réponse du bâtiment est souvent aléatoire. C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment l'analyse. La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type linéaire « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments surfacique « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.



IV.3. Méthodes de calcul :

Selon le RPA99 V2003, on peut utiliser trois méthodes pour calculer les forces sismiques :

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

IV.3.1.Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.4.3. Choix de la méthode :

Pour le choix de la méthode à utilisée, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/V2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99/V2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/V2003 prévoit de faire la vérification suivante:

$$V_{\text{dynamique}} < 80\% V_{\text{statique}} \quad (\text{RPA99 Version 2003 - article 4.3.6})$$

Avec :

- $V_{\text{dynamique}}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).
- V_{statique} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment (calculée par la méthode statique équivalente).

IV.4. Combinaison d'action:

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

- **Combinaisons fondamentales :**

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$$\begin{cases} 0.8 G \pm E (x ; y) \\ G + Q \pm E (x ; y) \end{cases}$$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme.

IV.5. Détermination de la force sismique totale V :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W_T : poids total de la structure ($W_T = G + \beta \times Q$)

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4-5 du RPA99, dans notre cas $\beta = 0.2$

IV.5.1. Période fondamentale de la structure T :

D'après RPA99 V 2003 :

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

- **La formule empirique :** $T = C_T \times h_N^{3/4}$

Avec :

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le **tableau 4.6** du **R.P.A99 V 2003**.
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T = 0.05 \rightarrow$ Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

$h_N = 32.3$ m

$T = 0.05 \times 32.3^{3/4} = 0.6774$ s

- **La deuxième formule :** $T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

Sens X-X : $T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 32.3}{\sqrt{33.47}} = 0.5024$ s

Sens Y-Y : $T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 32.3}{\sqrt{22.4}} = 0.6142$ s

$\rightarrow T = \min (T ; T_x ; T_y) = \min (0.6774 ; 0.6142 ; 0.5024) = 0.5024$ s

$\rightarrow T = 0.5024$ s

- **Majoration du 30% :** $T = 0.5024 + 30\% \times 0.5024 = 0.6531$ s

IV.5.2. Les différentes dispositions des voiles :

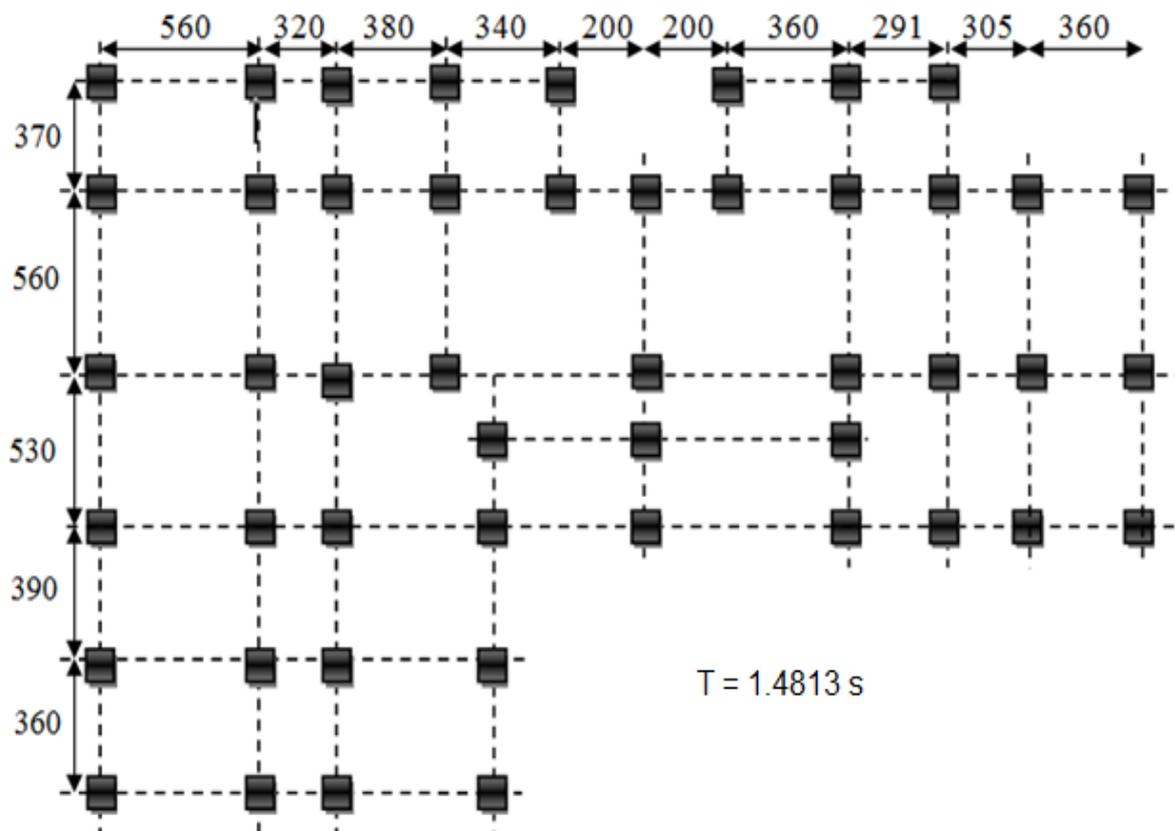


Figure IV.1 : Disposition 1 (Sans voiles)

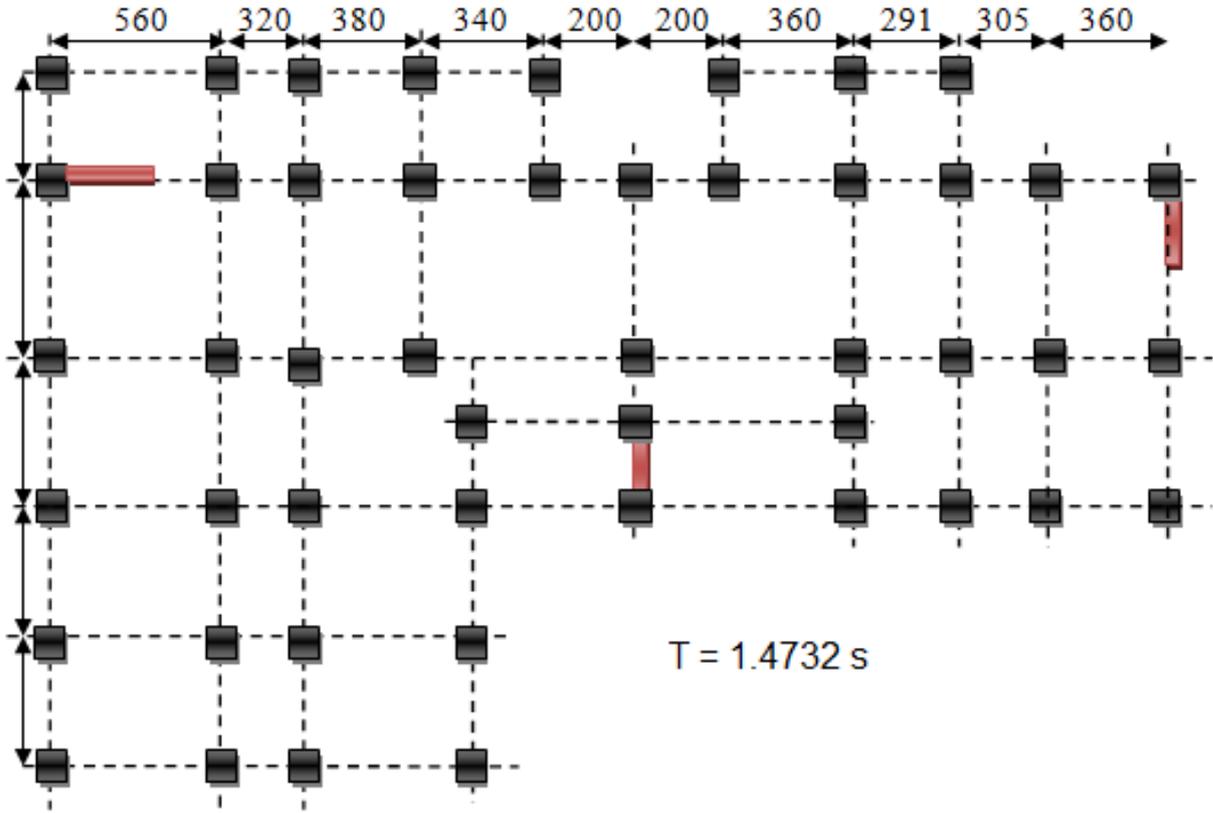


Figure IV.2 : Disposition 2

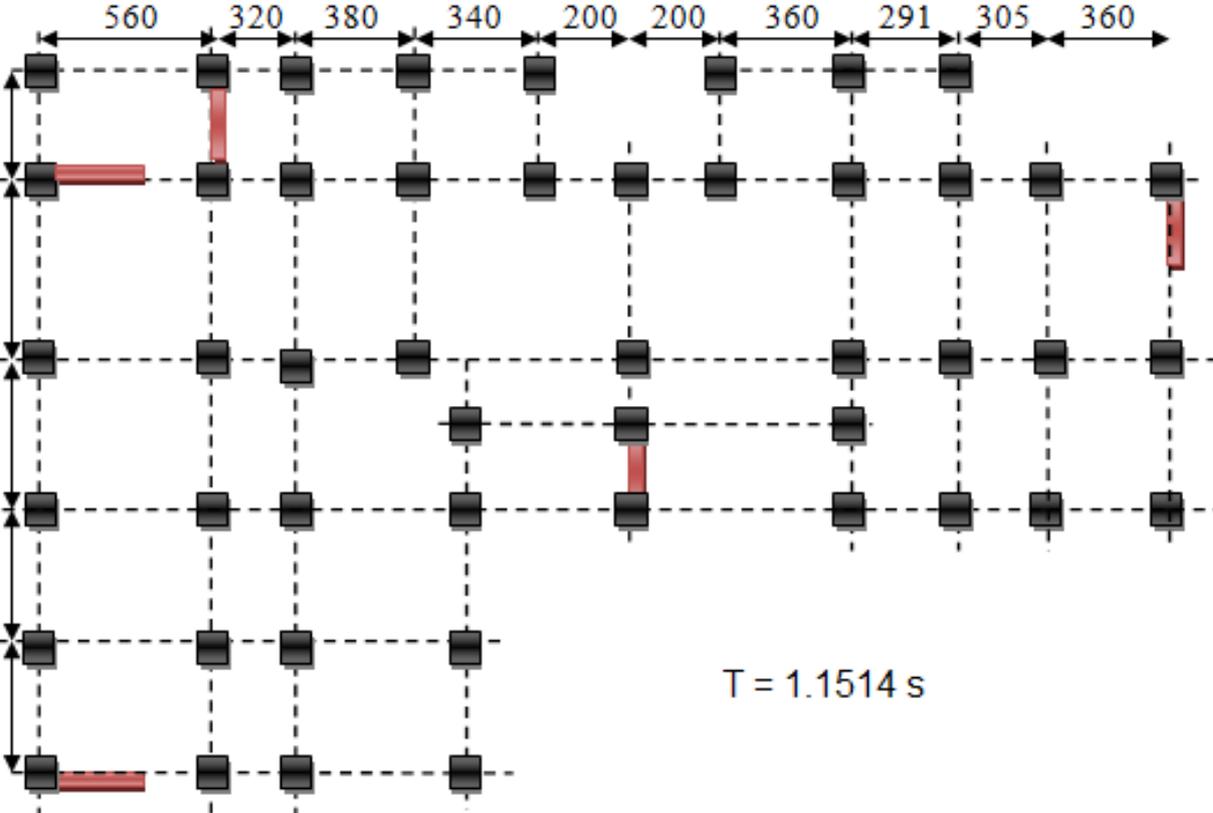


Figure IV.3 : Disposition 3

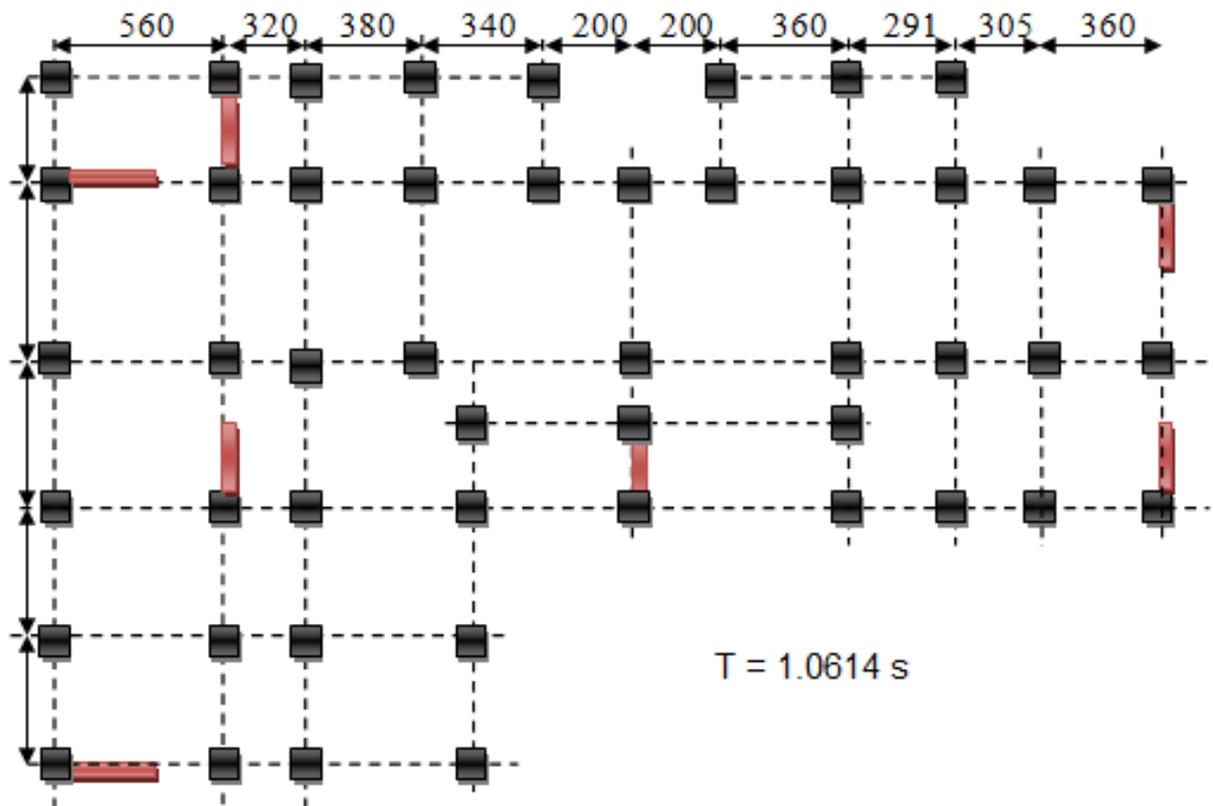


Figure IV.4 : Disposition 4

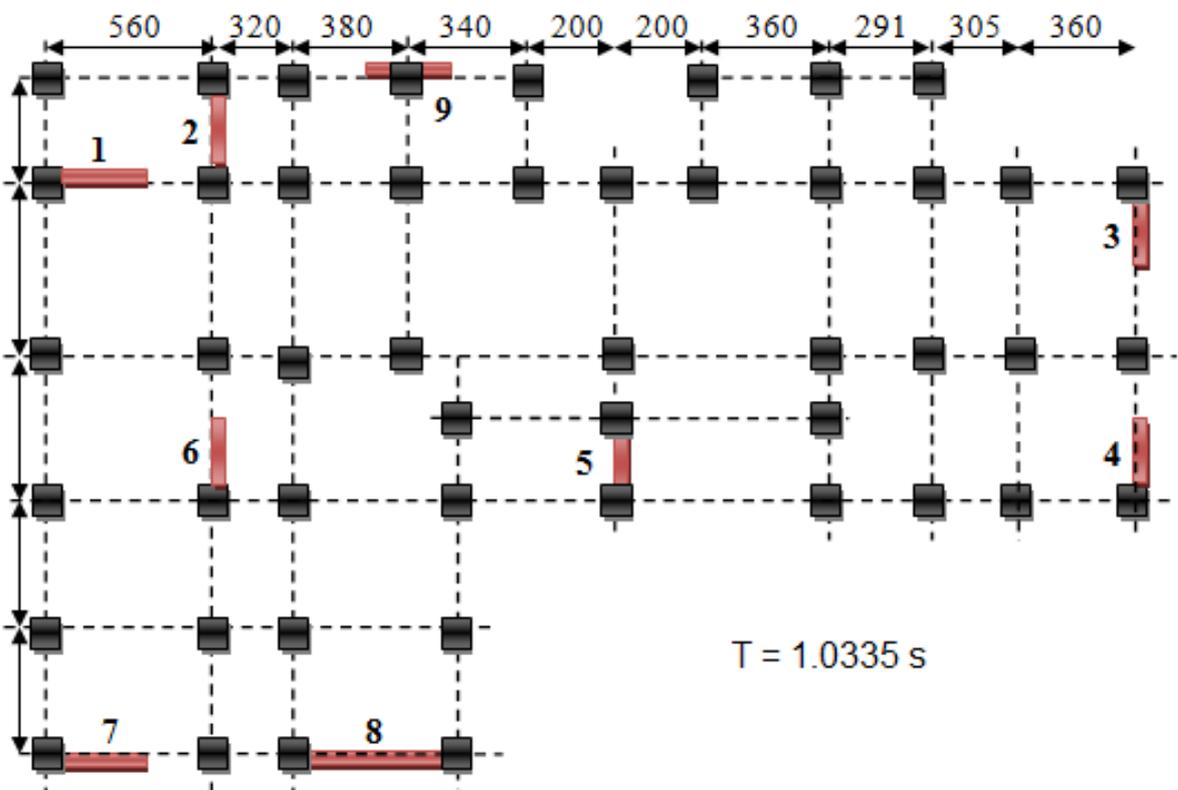


Figure IV.5 : Disposition 5

D'après le RPA99 version 2003, il faut comparer T_{num} avec $1.3T_{emp}$

$$T_{num} = 1.03 \text{ s} > T_{emp} + 30\% \times T_{emp} = 0.6531 \text{ s} \rightarrow \text{CV}$$

IV.5.3. Coefficient d'accélération A :

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de d'Alger \rightarrow **zone III**

Ouvrage d'importance moyenne \rightarrow **groupe 2**

D'après le «tableau 4.1» du RPA 99 V 2003, le coefficient d'accélération de la zone

\rightarrow **A= 0.25.**

IV.5.4. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le « **tableau 4.3** » **RPA99 V 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « **l'article 3.4** » **du RPA99 V 2003.**

Dans la 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 est égale à : **R=5.**

IV.5.5. Facteur d'amplification dynamique moyen (D):

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- T_2 : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le « **Tableau 4.7** » du **RPA99 V 2003**
- η : C'est le coefficient de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$
- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 7%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819 > 0.7 \text{ (RPA99 version 2003)}$$

Période caractéristique associées à la catégorie de site : On va supposer **site 3 (site meuble)** donc: $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.50s$.

Puisque la période fondamentale de la structure T , est comprise entre T_2 et $3s$ ($T_2 < T < 3.0 s$), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

Dans le sens x : $D_x = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{0.5024}\right)^{2/3} \rightarrow D_x = 2.1977$

Dans le sens y : $D_y = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{0.6142}\right)^{2/3} \rightarrow D_y = 1.9222$

IV.5.6. Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon le « **tableau 4.4** » du RPA99 V 2003.

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99 V 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5 .

Dans le sens x :

$$\frac{560}{320} = 1.75 < 1.5.$$

$$\frac{320}{380} = 0.84 < 1.5$$

$$\frac{380}{340} = 1.11 < 1.5$$

$$\frac{340}{200} = 1.7$$

$$\frac{200}{200} = 1 < 1.5.$$

$$\frac{200}{360} = 0.55 < 1.5.$$

$$\frac{360}{291} = 1.23 < 1.5.$$

$$\frac{291}{305} = 0.95 < 1.5.$$

$$\frac{305}{360} = 0.84 < 1.5.$$

Dans le sens y :

$$\frac{370}{560} = 0.66 < 1.5.$$

$$\frac{560}{530} = 1.05 < 1.5.$$

$$\frac{530}{390} = 1.35 < 1.5.$$

$$\frac{390}{360} = 1.08 < 1.5.$$

Puisque on a au moins 3 travées qui vérifient donc **critère observé** $\rightarrow P_{qx} = P_{qy} = 0$

b) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Dans le sens x :

$$\frac{560}{200} = 2.8 > 1.5 \rightarrow \text{Critère non observé } P_{qx} = 0.05$$

Dans le sens y :

$$\frac{560}{360} = 1.55 > 1.5 \rightarrow \text{Critère non observé } P_{qy} = 0.05$$

c) Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (c_1 à c_4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

C_1 . Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Puisque le bâtiment présente une dissymétrie, donc cette condition n'est pas vérifiée. Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc on n'est pas obligé de vérifier les autres conditions. \rightarrow **Critère non observé $P_{qx} = P_{qy} = 0.05$**

d) Régularité en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (d_1 à d_4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

- d_1 . Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. Condition vérifiée.
- d_2 . Aussi bien la raideur. Que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- d_3 . Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.
- d_4 . La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles d_3 et d_4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires. **($P_{qx} = P_{qy} = 0$)**

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Le critère est non observé → $P_{qx}=P_{qy}= 0.05$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Donc ce critère est vérifié → $P_{qx}=P_{qy} = 0$ (observé).

Les différents critères sont illustrés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité.

	P _q	
	S. longitudinale	S. transversale
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
La somme	0.15	0.15

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

Donc :

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0.15 = 1.15 \\ Q_y = 1 + 0.15 = 1.15 \end{cases}$$

IV.5.7. Le poids total de la structure (W_T):

D'après le **RPA99 version 2003**, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum_1^n W_i \quad \text{Où : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- β : c'est le coefficient de pondération, d'après le « **tableau 4.5** » du **RPA99**, il est pris égal à 0.2 (bâtiment d'habitation).
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.
- W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP2000:

Tableau IV.2: Poids des différents étages de la structure.

Niveaux	Wi (Tonnes)	Wi (KN)
RDC	786.267929	7862.67929
1 ^{er} étage	774.223711	7742.23711
2 ^{ème} étage	764.064756	7640.64756
3 ^{ème} étage	753.905802	7539.05802
4 ^{ème} étage	744.714367	7447.14367
5 ^{ème} étage	735.522932	7355.22932
6 ^{ème} étage	727.299016	7272.99016
7 ^{ème} étage	719.075101	7190.75101
8 ^{ème} étage	711.818705	7118.18705
9 ^{ème} étage	593.708158	5937.08158
W_{total} = ΣW_i	7310.600477	73106.00477

Le poids total de la structure : $W_T = 7310.600477 \text{ t} = 73106.00477 \text{ KN}$

IV.5.8. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W_T = \frac{0.25 \times 2.1977 \times 1.15}{5} \times 7310.600477 = 923.824\text{t} \rightarrow V_x = 9238.24 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W_T = \frac{0.25 \times 1.9222 \times 1.15}{5} \times 7310.600477 = 808.015\text{t} \rightarrow V_y = 8080.15 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.6. Caractéristique géométrique et massique de la structure :

IV.6.1. Centre de torsion :

Les coordonnées de centre de torsion sont déterminées par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{yi} \times x_i}{\sum I_{yi}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{xi} \times y_i}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Avec :

- X_t : L'abscisse du centre de torsion.
- Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.
- I_{xi} : Moment d'inertie suivant le sens X-X.
- I_{yi} : Moment d'inertie suivant le sens Y-Y.
- x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.
- y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément

Les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.3 : Centre de torsion des planchers

Etages	X _t (m)	Y _t (m)
RDC	14.001	12.013
1 ^{er} étage	13.997	12.022
2 ^{eme} étage	13.999	12.253
3 ^{eme} étage	14.017	12.119
4 ^{eme} étage	14.013	12.083
5 ^{eme} étage	14.020	12.096
6 ^{eme} étage	14.011	12.045
7 ^{eme} étage	13.995	12.044
8 ^{eme} étage	14.005	12.222
9 ^{eme} étage	14.010	12.223

IV.6.2. Centre de masse :

Les coordonnées de centre de masse sont déterminées par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_M = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \\ Y_M = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

Les résultats du centre de masse donné par le "SAP2000" des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Centre de masse de chaque niveau.

Etages	X _m (m)	Y _m (m)
RDC	14.285	12.427
1 ^{er} étage	14.270	12.425
2 ^{eme} étage	14.253	12.419
3 ^{eme} étage	14.237	12.413
4 ^{eme} étage	14.221	12.107
5 ^{eme} étage	14.206	12.401
6 ^{eme} étage	14.190	12.396
7 ^{eme} étage	14.175	12.390
8 ^{eme} étage	14.160	12.373
9 ^{eme} étage	14.413	12.505

IV.6.3. Evaluation des excentricités :

Selon le **R.P.A99 V 2003** on doit calculer deux types d'excentricités :

- ✓ Excentricités théoriques
- ✓ Excentricités accidentelles

▪ Excentricités théoriques

$$\begin{cases} E_{xt} = |X_m - X_t| \\ E_{yt} = |Y_m - Y_t| \end{cases}$$

Tableau IV.5 : Les excentricités théoriques des planchers.

Etages	E_{xt} (m)	E_{yt} (m)
RDC	0.284	0.414
1 ^{er} étage	0.273	0.403
2 ^{eme} étage	0.254	0.166
3 ^{eme} étage	0.220	0.294
4 ^{eme} étage	0.208	0.024
5 ^{eme} étage	0.186	0.305
6 ^{eme} étage	0.179	0.351
7 ^{eme} étage	0.180	0.346
8 ^{eme} étage	0.155	0.151
9 ^{eme} étage	0.403	0.282

IV.6.4. Excentricité accidentelle :

$$\begin{cases} E_{xa} = \max(5\% L_x \text{ max}; E_{xt}) \\ E_{ya} = \max(5\% L_y \text{ max}; E_{yt}) \end{cases}$$

Avec :

$$L_{x \text{ max}} (\text{RDC}) = 33.47\text{m} \rightarrow 5\% L_x = 1.67 \text{ m.}$$

$$L_{x \text{ max}} (\text{Etage}) = 34.85 \text{ m} \rightarrow 5\% L_x = 1.74 \text{ m.}$$

$$L_{y \text{ max}} (\text{RDC}) = 22.40 \text{ m} \rightarrow 5\% L_y = 1.12 \text{ m.}$$

$$L_{y \text{ max}} (\text{Etage}) = 23.85\text{m} \rightarrow 5\% L_x = 1.19 \text{ m.}$$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Les excentricités accidentelles

Etages	E_{xa} (m)	E_{ya} (m)
RDC	1.67	1.12
1 ^{er} étage	1.74	1.19
2 ^{eme} étage	1.74	1.19
3 ^{eme} étage	1.74	1.19
4 ^{eme} étage	1.74	1.19
5 ^{eme} étage	1.74	1.19
6 ^{eme} étage	1.74	1.19
7 ^{eme} étage	1.74	1.19
8 ^{eme} étage	1.74	1.19
9 ^{eme} étage	1.74	1.19

On prend le maximum entre les excentricités théorique et accidentelle.

$$\begin{cases} E_x = \max (E_{xt} ; E_{xa}) \\ E_y = \max (E_{yt} ; E_{ya}) \end{cases}$$

Tableau IV.7: Excentricité finale

Étages	E_x (m)	E_y (m)
RDC	1.67	1.12
1 ^{er} étage	1.74	1.19
2 ^{eme} étage	1.74	1.19
3 ^{eme} étage	1.74	1.19
4 ^{eme} étage	1.74	1.19
5 ^{eme} étage	1.74	1.19
6 ^{eme} étage	1.74	1.19
7 ^{eme} étage	1.74	1.19
8 ^{eme} étage	1.74	1.19
9 ^{eme} étage	1.74	1.19

IV.7. Participation massique :

En utilise le **SAP2000** pour déterminer la participation massique pour chaque mode.

Tableau IV.8: Participation massique.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.03285	0.07365	0.51063	0.000001023	0.07365	0.51063
MODAL	Mode	2	0.929928	0.56519	0.11137	0.00000836	0.63884	0.622
MODAL	Mode	3	0.701661	0.06414	0.0581	0.000001646	0.70298	0.68009
MODAL	Mode	4	0.301344	0.07353	0.04604	0.00001211	0.77651	0.72613
MODAL	Mode	5	0.264343	0.05779	0.10737	0.00006553	0.83429	0.8335
MODAL	Mode	6	0.185045	0.02176	0.01348	0.00001321	0.85605	0.84697
MODAL	Mode	7	0.147566	0.03775	0.01172	0.00002298	0.8938	0.85869
MODAL	Mode	8	0.122299	0.01665	0.04914	0.00018	0.91045	0.90783
MODAL	Mode	9	0.116767	0.00009573	0.00004113	0.0519	0.91055	0.90787
MODAL	Mode	10	0.113917	0.000004082	0.000004871	0.12844	0.91055	0.90788
MODAL	Mode	11	0.110549	0.00008394	0.00004531	0.06073	0.91063	0.90792
MODAL	Mode	12	0.105666	0.00005037	0.00002631	0.06503	0.91069	0.90795

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8^{eme} mode**.

$$\text{Mode 8} \rightarrow \begin{cases} \text{Sun UX} = 0.90521 > 90 \% \rightarrow \text{CV} \\ \text{Sun UY} = 0.90211 > 90 \% \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

IV.8. Vérifications :**IV.8.1. Vérification de l'effort tranchant à la base par la deuxième formule :**

Selon le RPA99 version 2003, il existe une deuxième formule pour vérifier l'effort tranchant à la base :

$$V = F_t + \sum_i^n F_i$$

Avec :

$$\checkmark F_t = 0 \quad \text{Si } T \leq 0.7s$$

$$\checkmark F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25V \quad \text{Si } T > 0.7s$$

Dans le sens x : $T = 0.5024 \text{ s} \leq 0.7s \rightarrow F_t = 0 \rightarrow V_x = 9238.234 \text{ KN}$

Dans le sens y : $T = 0.6142 \text{ s} \leq 0.7s \rightarrow F_t = 0 \rightarrow V_y = 8080.146 \text{ KN}$

Donc : on a trouvé les mêmes résultats qu'on a trouvé par la première formule.

IV.8.2. Justification de l'effort normal réduit:

D'après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique.
- B : La section transversale des poteaux.
- $f_{c28} = 28 \text{ MPa}$.

La combinaison ($G + Q \pm 1.2 \times E_Y$) donne les efforts normaux maximums.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit

Niveaux	(a = b)(m)	S (m ²)	$N_{d \max}$ (KN)	μ	< 0.3
RDC	0.60×0.60	0.36	3620.085	0.36	C.N.V
Etage 1	0.55×0.55	0.3025	3226.241	0.38	C.N.V
Etage 2	0.55×0.55	0.3025	2822.669	0.33	C.N.V
Etage 3	0.50×0.50	0.25	2399.088	0.34	C.N.V
Etage 4	0.50×0.50	0.25	1979.899	0.28	C. V
Etage 5	0.45×0.45	0.2025	1572.612	0.27	C.V
Etage 6	0.45×0.45	0.2025	1192.524	0.20	C.V
Etage 7	0.40×0.40	0.16	840.827	0.18	C.V
Etage 8	0.40×0.40	0.16	523.023	0.11	C.V
Etage 9	0.35×0.35	0.1225	237.237	0.06	C.V

Donc : on augmente la section des poteaux.

Tableau IV.10 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit

Niveaux	(a = b)(m)	S (m ²)	N _{dmax} (KN)	μ	< 0.3
RDC	0.75×0.75	0.5625	4156.34	0.26	C.V
Etage 1	0.75×0.75	0.5625	3719.797	0.24	C.V
Etage 2	0.70×0.70	0.49	3304.744	0.24	C.V
Etage 3	0.70×0.70	0.49	2846.002	0.21	C.V
Etage 4	0.65×0.65	0.4225	2375.737	0.20	C.V
Etage 5	0.65×0.65	0.4225	1916.624	0.16	C.V
Etage 6	0.60×0.60	0.36	1471.55	0.15	C.V
Etage 7	0.60×0.60	0.36	1055.676	0.10	C.V
Etage 8	0.55×0.55	0.3025	666.822	0.08	C.V
Etage 9	0.55×0.55	0.3025	311.203	0.04	C.V

Après l'augmentation des sections des poteaux la condition est vérifiée.

IV.8.3. Vérification des déplacements:

Selon le RPA99 V2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \quad \text{et} \quad \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

Avec :

- ✓ Δk_{adm} : Déplacement relatif admissible : $\Delta k_{adm} = 0.01 h_e$
- ✓ $\Delta k_x = \delta_{k,x} - \delta_{k-1,x}$ et $\Delta k_y = \delta_{k,y} - \delta_{k-1,y}$
- ✓ $\delta_{k,x} = R \times \delta_{ek,x}$ et $\delta_{k,y} = R \times \delta_{ek,y}$
- ✓ Δk_x : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.
- ✓ Δk_y : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.
- ✓ $\delta_{ek,x}$: Déplacement absolu selon x (à partir de SAP2000).
- ✓ $\delta_{ek,y}$: Déplacement absolu selon y (à partir de SAP2000).

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

- Pour R = 5

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements suivant le sens X-X (R=5)

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0.135	0.675	0	0.68	323.0	0.209	Vérifiée
Etage 1	0.4191	2.0955	0.675	1.42	323.0	0.440	Vérifiée
Etage 2	0.7738	3.869	2.0955	1.77	323.0	0.549	Vérifiée
Etage 3	0.1165	0.5825	3.869	-3.29	323.0	-1.017	Vérifiée
Etage 4	0.156	0.78	0.5825	0.20	323.0	0.061	Vérifiée
Etage 5	1.941	9.705	0.78	8.93	323.0	2.763	Non vérifiée
Etage 6	2.29	11.45	9.705	1.75	323.0	0.540	Vérifiée
Etage 7	2.6	13	11.45	1.55	323.0	0.480	Vérifiée
Etage 8	2.87	14.35	13	1.35	323.0	0.418	Vérifiée
Etage 9	3.1	15.5	14.35	1.15	323.0	0.356	Vérifiée

La condition n'est pas vérifiée donc on diminue le coefficient de comportement R on prend R=4

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements suivant le sens X-X (R= 4)

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0.169	0.676	0	0.68	323.0	0.209	Vérifiée
Etage 1	0.5245	2.098	0.676	1.42	323.0	0.440	Vérifiée
Etage 2	0.9728	3.8912	2.098	1.79	323.0	0.555	Vérifiée
Etage 3	1.458	5.832	3.8912	1.94	323.0	0.601	Vérifiée
Etage 4	1.95	7.8	5.832	1.97	323.0	0.609	Vérifiée
Etage 5	2.42	9.68	7.8	1.88	323.0	0.582	vérifiée
Etage 6	2.87	11.48	9.68	1.80	323.0	0.557	Vérifiée
Etage 7	3.26	13.04	11.48	1.56	323.0	0.483	Vérifiée
Etage 8	3.59	14.36	13.04	1.32	323.0	0.409	Vérifiée
Etage 9	3.87	15.48	14.36	1.12	323.0	0.347	Vérifiée

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements suivant le sens Y-Y (R= 4)

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0.1766	0.7064	0	0.71	323.0	0.219	Vérifiée
Etage 1	0.554	2.216	0.7064	1.51	323.0	0.467	Vérifiée
Etage 2	1.057	4.228	2.216	2.01	323.0	0.623	Vérifiée
Etage 3	1.639	6.556	4.228	2.33	323.0	0.721	Vérifiée
Etage 4	2.26	9.04	6.556	2.48	323.0	0.769	Vérifiée
Etage 5	2.9	11.6	9.04	2.56	323.0	0.793	Vérifiée
Etage 6	3.53	14.12	11.6	2.52	323.0	0.780	Vérifiée
Etage 7	4.11	16.44	14.12	2.32	323.0	0.718	Vérifiée
Etage 8	4.66	18.64	16.44	2.20	323.0	0.681	Vérifiée
Etage 9	5.15	20.6	18.64	1.96	323.0	0.607	Vérifiée

Après la diminution du coefficient de comportement R la condition est vérifiée.

IV.8.4. Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta(k) = \frac{p(k) \times \Delta(k)}{v(k) \times h(k)} \leq 0.1$$

Où :

- P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitations associées au-dessus du niveau(k).
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) : $V_k = \sum_n F_i$
- h_k : Hauteur de l'étage (k).
 - ✓ Si $\theta_k \leq 0.1$: l'effet P- Δ peut être négligé.
 - ✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: en amplifiant les efforts de l'action sismique, calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
 - ✓ Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens x et y, est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Δ suivant x

Dans le sens X-X						
Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	Θ _k	Observation
RDC	323.0	78541.1615	0.68	12406.34	0.013	Vérifiée
Etage 1	323.0	69908.3779	1.42	12146.29	0.025	Vérifiée
Etage 2	323.0	61427.5743	1.79	11637.16	0.029	Vérifiée
Etage 3	323.0	53085.9614	1.94	10885.99	0.029	Vérifiée
Etage 4	323.0	44873.2085	1.97	9899.9	0.028	Vérifiée
Etage 5	323.0	36790.0468	1.88	8686.75	0.025	Vérifiée
Etage 6	323.0	28826.1999	1.80	7252.45	0.022	Vérifiée
Etage 7	323.0	20982.3448	1.56	5604.31	0.018	Vérifiée
Etage 8	323.0	13248.2594	1.32	3747.09	0.014	Vérifiée
Etage 9	323.0	5598.3964	1.12	1680.46	0.012	Vérifiée

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Δ suivant Y

Dans le sens Y-Y						
Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	Θ _k	Observation
RDC	323.0	78541.1615	0.40	10851.1	0.009	Vérifiée
Etage 1	323.0	69908.3779	0.80	10624.48	0.016	Vérifiée
Etage 2	323.0	61427.5743	0.95	10179.14	0.018	Vérifiée
Etage 3	323.0	53085.9614	0.95	9522.08	0.016	Vérifiée
Etage 4	323.0	44873.2085	0.95	8659.55	0.015	Vérifiée
Etage 5	323.0	36790.0468	1.00	7598.39	0.015	Vérifiée
Etage 6	323.0	28826.1999	1.00	6343.79	0.014	Vérifiée
Etage 7	323.0	20982.3448	0.90	4902.15	0.012	Vérifiée
Etage 8	323.0	13248.2594	1.00	3277.62	0.013	Vérifiée
Etage 9	323.0	5598.3964	0.95	1469.92	0.011	Vérifiée

IV.8.5. Vérification au renversement:

Selon le **R.P.A99 V 2003**, la vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Selon le **R.P.A99 V 2003** il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

Avec :

- ✓ M_s : Moment stabilisant (M_s = ∑ W_i × X_i)
- ✓ M_r : Moment renversant (M_r = ∑ F_i × H_i)
- ✓ W_i : Poids de chaque étage (W_i = w_{ig} + 0.2 × w_{iq})
- ✓ W_{ig} : Poids du aux charges permanentes.
- ✓ W_{iq} : Poids du aux charges d'exploitation.

- ✓ X_i : coordonne de centre de masse de chaque étage.
- ✓ F_i : Force sismique de chaque niveau.
- ✓ H_i : Hauteur d'étage.

▪ **Sens X-X:**

Tableau IV.16 : Vérification au renversement (Sens X-X)

Niveaux	Fix (KN)	Hi(m)	Mr (KN.m)	Wi (KN)	Xi (m)	Ms (KN.m)
RDC	259.13	3.23	836.9899	8632.78362	14.285	123319.314
Etage 1	509.13	6.46	3288.9798	8480.80352	14.27	121021.066
Etage 2	751.17	9.69	7278.8373	8341.6129	14.253	118893.009
Etage 3	986.08	12.92	12740.1536	8212.75296	14.237	116924.964
Etage 4	1213.16	16.15	19592.534	8083.16169	14.221	114950.642
Etage 5	1434.3	19.38	27796.734	7963.84693	14.206	113134.409
Etage 6	1648.14	22.61	37264.4454	7843.85501	14.19	111304.303
Etage 7	1857.22	25.84	47990.5648	7734.08544	14.175	109630.661
Etage 8	2066.62	29.07	60076.6434	7649.86301	14.16	108322.06
Etage 9	1680.46	32.3	54278.858	5598.3964	14.413	80689.6873
Σ			271144.74			1118190.12

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = 271144.74 \text{ KN.m} \\ M_s = 1118190.12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{1118190.12}{271144.74} = 4.124 \geq 1.5 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

▪ **Sens Y-Y:**

Tableau IV.17 : Vérification au renversement (Sens Y-Y)

Niveaux	Fix (KN)	Hi (m)	Mr (KN.m)	Wi (KN)	Xi (m)	Ms (KN.m)
RDC	226.66	3.23	732.1118	8632.78362	12.427	107279.602
Etage 1	445.35	6.46	2876.961	8480.80352	12.425	105373.984
Etage 2	657.05	9.69	6366.8145	8341.6129	12.419	103594.491
Etage 3	862.54	12.92	11144.0168	8212.75296	12.413	101944.902
Etage 4	1061.16	16.15	17137.734	8083.16169	12.107	97862.8386
Etage 5	1254.6	19.38	24314.148	7963.84693	12.401	98759.6658
Etage 6	1441.64	22.61	32595.4804	7843.85501	12.396	97232.4267
Etage 7	1624.53	25.84	41977.8552	7734.08544	12.39	95825.3186
Etage 8	1807.7	29.07	52549.839	7649.86301	12.373	94651.755
Etage 9	1469.9	32.3	47477.77	5598.3964	12.505	70007.947
Σ			237172.731			972532.931

$$\begin{cases} M_r = 237172.731 \text{KN.m} \\ M_s = 972532.931 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{972532.931}{237172.731} = 4.101 \geq 1.5 \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

Donc la condition renversement de la structure est vérifiée.

IV.8.6. Vérification du coefficient de comportement R:

Tableau IV.18 : Les forces sismiques par SAP2000

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EX	LinRespSpec	Max	5725.284	2437.967	26.803
EY	LinRespSpec	Max	2437.967	5360.452	27.248

▪ **Effort tranchant:**

Tableau IV.19 : Les efforts tranchants des voiles par SAP2000

TABLE: Section Cut Forces - Analysis						
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
voilesXZ	EX	LinRespSpec	Max	8691.045	4589.56	136.45
voilesXZ	EY	LinRespSpec	Max	986.45	4569.065	187.28
VOILLES YZ	EX	LinRespSpec	Max	756.114	996.456	150.789
VOILLES YZ	EY	LinRespSpec	Max	4569.22	869.24	4698.948

• **Sens X-X :**

$$\frac{V_{xvoile}}{V_{xtotale}} = \frac{4589.56}{5725.284} = 0.801 = 80 \% > 75 \% \quad \text{(C.V)}$$

• **Sens Y-Y :**

$$\frac{V_{yvoile}}{V_{ytotale}} = \frac{4695.94}{5360.452} = 0.870 = 87 \% > 75 \% \quad \text{(C.V)}$$

Tableau IV.20 : Les efforts normaux des voiles par SAP2000

TABLE: Section Cut Forces - Analysis						
SectionCut	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
voilesXZ	ELS	Combination	19675.9	3.479E-16	157.463	-599.8379
VOILLES YZ	ELS	Combination	20042.06	13.554	6538.005	616.5399

Tableau IV.21 : L'effort normal global des voiles par SAP2000

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
ELS	Combination	1.551E-10	-8.047E-11	89395.705	1117935.771

- **Sens X-X:**

$$\frac{V_{x\text{voile}}}{V_{x\text{totale}}} = \frac{19675.092}{89395.705} = 0.22 = 22\% > 20\% \quad (\text{C.V})$$

- **Sens Y-Y:**

$$\frac{V_{y\text{voile}}}{V_{y\text{totale}}} = \frac{20042.056}{89395.705} = 0.2241 = 22.4\% > 20\% \quad (\text{C.V})$$

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

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum

IV.9.Méthode dynamique modale spectrale :

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

IV.9.1.Spectre de réponse:

Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du **RPA99, V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A [1+ (T/T_1) (2.5\eta (Q/R) -1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- S_a : Accélération spectrale.
- g : Accélération de la pesanteur = 9.81m/s².

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le **RPA99/Version2003**.

Avec :

- ✓ Coefficient d'accélération de zone (A) : **Zone III et Groupe d'usage 2** → (A = 0.25).
 - ✓ Pourcentage d'amortissement critique (ε) : **Béton armé dense** (ξ = 7%).
 - ✓ Facteur de correction d'amortissement (η) : (η = 0.8819).
 - ✓ Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : **Site meuble (S3)**
→ (T₁ = 0.15 s) ; (T₂ = 0.50 s).
 - ✓ La période fondamentale de la structure (T) :
- T (empirique) = 0.6531s**
T (numérique) = 0.95s
- ✓ Facteur de qualité (Q) : Q(x) = Q(y) = 1.15
 - ✓ Coefficient de comportement global de la structure (R) : (R = 4).

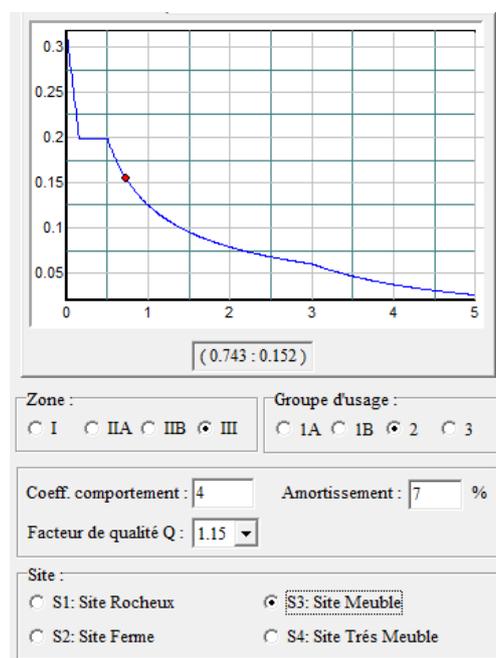


Figure IV.6 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE »

IV.9.2. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base $V_{t \text{ dyn}}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode sismique statique équivalente $V_{t \text{ sta}}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 V 2003, article 4.3.6]

Si $V_{t \text{ dyn}} < 80 \% V_{t \text{ sta}}$ il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport **0.8 Vs/Vt**.

D'après le fichier des résultats de SAP2000 on a :

Tableau IV.22 : Les réactions à la base obtenue par SAP2000

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EX	LinRespSpec	Max	5725.284	2437.967	26.803
EY	LinRespSpec	Max	2437.967	5360.452	27.248

Tableau IV.23 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

L'effort tranchant à la base	V statique (KN)		80% V statique (KN)		V dynamique (KN)		V _{dyn} < 0.8 V _{sta}
	V _x	V _y	V _x	V _y	V _x	V _y	
	12406.34	10851.1	9925.072	8680.88	5725.284	5360.452	C.V

IV.10. Récapitulation :

Après avoir augmenté les sections des poteaux des différents étages et le changement du coefficient du comportement

- **La période propre numérique déterminée par SAP2000 est :**

$$T_{\text{num}} = 0.95 \text{ s} > T_{\text{emp}} + 30\% \times T_{\text{emp}} = 0.6531 \text{ s} \rightarrow \text{CV}$$

- **La participation massique de chaque mode :**

Tableau IV.24 : Participation massique.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.954791	0.08184	0.51063	6.455E-07	0.08184	0.51063
MODAL	Mode	2	0.861293	0.5576	0.12744	0.000001855	0.63944	0.63808
MODAL	Mode	3	0.653978	0.07986	0.0536	0.000001389	0.7193	0.69168
MODAL	Mode	4	0.27634	0.06621	0.04841	0.000003857	0.78551	0.74008
MODAL	Mode	5	0.247168	0.05578	0.10419	0.00002651	0.84129	0.84428
MODAL	Mode	6	0.178985	0.02367	0.01183	0.000008839	0.86495	0.85611
MODAL	Mode	7	0.139148	0.0342	0.01049	0.00001205	0.89915	0.8666
MODAL	Mode	8	0.119198	0.01482	0.0453	0.00002937	0.91397	0.91189
MODAL	Mode	9	0.100492	0.00028	0.00281	0.00001792	0.91425	0.9147
MODAL	Mode	10	0.097131	0.000002861	0.000008312	0.11058	0.91425	0.91471
MODAL	Mode	11	0.094933	0.00085	0.00169	0.00034	0.91511	0.9164
MODAL	Mode	12	0.093218	0.00001905	0.000004182	0.000002061	0.91513	0.91641

La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 8^{ème} mode.

$$\text{Mode 8} \rightarrow \begin{cases} \text{Sun UX} = 0.91397 > 90\% \rightarrow \text{CV} \\ \text{Sun UY} = 0.91189 > 90\% \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

- Le poids des différents étages de la structure :

Tableau IV.25: Poids des différents étages de la structure.

Niveaux	Wi (Tonnes)	Wi (KN)
RDC	863.278362	8632.78362
1 ^{er} étage	848.080352	8480.80352
2 ^{ème} étage	834.161290	8341.61290
3 ^{ème} étage	821.275296	8212.75296
4 ^{ème} étage	808.316169	8083.16169
5 ^{ème} étage	796.384693	7963.84693
6 ^{ème} étage	784.385501	7843.85501
7 ^{ème} étage	773.40854377	7734.0854377
8 ^{ème} étage	764.986301	7649.86301
9 ^{ème} étage	559.839640	5598.39640
W_{total} = ΣWi	7854.11614777	78541.1614777

Le poids total de la structure : $W_T = 7854.11614777 \text{ t} = 78541.1614777 \text{ KN}$

- L'effort sismique équivalent à la base (V) :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W_T = \frac{0.25 \times 2.1977 \times 1.15}{4} \times 7854.11614777 = 1240.634 \text{ t} \rightarrow V_x = 12406.34 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W_T = \frac{0.25 \times 1.9222 \times 1.15}{4} \times 7854.11614777 = 1085.11 \text{ t} \rightarrow V_y = 10851.1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.11. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu effectuer l'étude dynamique de notre structure en déterminant ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations.

Une telle étude est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations (SAP) et des références (RPA99, version 2003) qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel SAP, a permis de vérifier plusieurs critères : période, la participation massique, le respect des déplacements maximaux, et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de contreventement.

Chapitre V :

ETUDE

DES ÉLÉMENTS

STRUCTURAUX

V.1. Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutre et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel SAP2000 qui permet la détermination des différents efforts internes.

V.2. Etude des poteaux :**V.2.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M ». Donc, ils sont calculés en flexion composée.

V.2.2. Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le BAEL91, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le RPA99, version2003.

- Combinaisons fondamentales :

Selon **B.A.E.L91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- Combinaisons accidentelles :

Selon **R.P.A99 V 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E (x ; y) \\ G + Q \pm E (x ; y) \end{array} \right.$$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme

V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

Avec :

- τ_u : la contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique
- T : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée
- b : la largeur de la section étudiée
- d : la hauteur utile

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

✓ **D'après le BAEL 91:** $\bar{\tau}_{bu} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right)$ (Fissuration préjudiciable)

✓ **D'après le RPA99, version 2003 :** $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- ρ_d : Coefficient correcteur pour tenir compte de la rupture
- λ_g : l'élanement géométrique du poteau donné par la formule du RPA 99V 2003

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

- a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée
- L_f : la longueur de flambement du poteau. ($L_f = 0.7l_0$)

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitation tangentes

Niveau	B (cm ²)	bd (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ RPA	$\bar{\tau}_{bu}$ BAEL	Vérif.
RDC	0.75×0.75	0.506	123.085	0.2433	3.015	0.04	1.12	2.8	C.V
Étage 1	0.75×0.75	0.506	137.336	0.2714	3.015	0.04	1.12	2.8	C.V
Étage 2	0.70× 0.70	0.441	142.452	0.3230	3.23	0.04	1.12	2.8	C.V
Étage 3	0.70× 0.70	0.441	172.918	0.3921	3.23	0.04	1.12	2.8	C.V
Étage 4	0.65×0.65	0.380	160.409	0.4221	3.48	0.04	1.12	2.8	C.V
Étage 5	0.65×0.65	0.380	177.067	0.4660	3.48	0.04	1.12	2.8	C.V
Étage 6	0.60× 0.60	0.324	148.772	0.4592	3.77	0.04	1.12	2.8	C.V
Étage 7	0.60×0.60	0.324	157.149	0.4850	3.77	0.04	1.12	2.8	C.V
Étage 8	0.55× 0.55	0.272	116.514	0.4284	4.11	0.04	1.12	2.8	C.V
Étage 9	0.55× 0.55	0.272	152.699	0.5614	4.11	0.04	1.12	2.8	C.V

D'après le tableau, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

V.2.4. Sollicitations à considérer :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les suivantes :

- N max M correspondant. (ELU)
- N max M correspondant. ($G + Q \pm 1.2E (x ;y)$)
- M max N correspondant. ($G + Q \pm E (x ;y)$)
- N min M correspondant. ($0.8 G \pm E (x ;y)$)

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Sollicitations des poteaux

Niveau	B (cm ²)	ELU		$G + Q \pm E (x ;y)$		$0.8 G \pm E (x ;y)$	
		N (max) (KN)	M (cor) (KN.m)	M (max) (KN.m)	N (cor) (KN)	N (min) (KN)	M (cor) (KN.m)
RDC	0.75×0.75	3396.928	9.488	341.1224	3883.869	313.894	45.5938
Étage 1	0.75×0.75	3025.242	31.7071	275.3854	3493.177	241.056	96.877
Étage 2	0.70×0.70	2657.641	25.4406	239.3012	3082.948	197.606	146.0084
Étage 3	0.70×0.70	2302.128	32.0464	257.3883	2656.613	181.176	209.91
Étage 4	0.65×0.65	1948.732	28.4533	224.8052	2220.887	180.986	208.5685
Étage 5	0.65×0.65	1607.379	34.9667	248.6232	520.402	181.183	240.5643
Étage 6	0.60×0.60	1268.462	30.8533	214.9264	442.928	176.316	207.6649
Étage 7	0.60×0.60	941.185	37.5821	229.7943	351.723	156.638	221.3757
Étage 8	0.55×0.55	615.64	33.3806	170.13	244.901	120.019	162.0379
Étage 9	0.55×0.55	301.987	35.1145	240.2016	121.765	65.989	234.4553

Niveau	B (cm ²)	$G + Q \pm 1.2E (x ;y)$	
		N (max) (KN)	M (cor) (KN.m)
RDC	0.75×0.75	4163.953	407.9512
Étage 1	0.75×0.75	3749.475	325.8139
Étage 2	0.70×0.70	3310.954	283.4315
Étage 3	0.70×0.70	2851.325	304.1706
Étage 4	0.65×0.65	2380.122	265.5985
Étage 5	0.65×0.65	1920.093	279.9747
Étage 6	0.60×0.60	1474.167	228.2796
Étage 7	0.60×0.60	1057.515	237.9193
Étage 8	0.55×0.55	667.952	177.871
Étage 9	0.55×0.55	311.691	209.0447

V.2.5. Calcul du ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composé, parce qu'on a un moment M et un effort normal N.

Le RPA 99 version 2003 exige que :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.9 % (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm ($\varnothing_{min} = 12mm$).
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

▪ **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau le plus sollicité du RDC :

($S = b \times h = (75 \times 75) \text{ m}^2$); ($N = 4163.953 \text{ KN}$); ($M = 407.9512 \text{ KN.m}$); ($V = 123.085 \text{ KN}$)

($\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$) ; ($f_{bc} = 15.86 \text{ MPa}$) ; ($d = 0.9 h = 0.675 \text{ m}$) ; ($d' = 0.1 h = 0.075 \text{ m}$)

• L'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{407.95}{4163.95} = 0.098 \text{ m}$$

(N : Effort de compression, donc (C) sera posé au dessus de (G))

$$e_a = e + (d - \frac{h}{2})$$

$$e_a = 0.098 + (0.675 - \frac{0.75}{2})$$

$$e_a = 0.398 \text{ m}$$

• Calcul du moment fictif M_A :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 4.164 \times 0.398$$

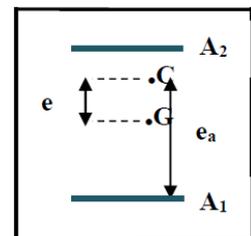
$$M_A = 1.657 \text{ MN.m}$$

• Vérification du domaine :

$$N_u (d - d') - M_A = 4.164 \times (0.675 - 0.075) - 1.657$$

$$N_u (d - d') - M_A = 0.8414 \text{ MN.m} \dots(1)$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times \frac{0.075}{0.75}) \times 0.75 \times 0.75^2 \times 15.86$$



$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = 1.713 \text{ MN.m} \dots (2)$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times \frac{0.075}{0.675}) \times 0.75 \times 0.675^2 \times 15.86$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} = 1.3387 \text{ MN.m} \dots (3)$$

(1) < (3) Domaine 2 La section est partiellement comprimée avec armatures inférieures tendue.

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.657}{0.75 \times (0.675)^2 \times 15.86} = 0.306 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_2 = 0$

- Calcul de A_1 :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.306)})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.471$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.675 \times (1 - 0.4 \times 0.471)$$

$$\rightarrow Z = 0.548 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{1.657}{0.548} - 4.164 \right) = -32.77 \text{ cm}^2$$

De la même manière, on calcule le ferrailage dû aux autres sollicitations, et on le regroupe dans ce tableau :

Tableau V.3 : Ferrailage du poteau de RDC dû à plusieurs sollicitations

Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	μ_u	α	z (m)	A_2 (cm ²)	A_1 (cm ²)
N_{\max} ; M_{cor}	4163.953	407.9512	0.306	0.471	0.548	0	-32.77
N_{\max} ; M_{cor}	3396.928	9.488	0.190	0.266	0.6032	0	-48.61
M_{\max} ; N_{cor}	3883.869	341.1224	0.278	0.417	0.562	0	-34.55
N_{\min} ; M_{cor}	313.894	45.5938	0.026	0.033	0.666	0	-2.99

D'après le tableau la section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Alors, on va ferriller avec la min de RPA99 version 2003.

▪ **Ferrailage minimal :**

$$A_{St \min} = 0.9\% B = 0.9\%(75 \times 75) \rightarrow \text{Zone (III)}$$

$$A_{St \min} = 50.625 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections, on va choisir : $A_{St \text{ choisie}} = 8T25 + 4T20 = 51.84 \text{ cm}^2$.

Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va le procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	N (KN)	M (KN)	ea (m)	Ma (MN.m)	μ_u	α	Z (m)	A_{St} Calculé (cm ²)
RDC	3396.928	9.488	0.3028	1.0286	0.19	0.266	0.6032	-48.61
Étage 1	3025.242	31.7071	0.3105	0.911	0.168	0.231	0.613	-44.23
Étage 2	2657.641	25.4406	0.2896	0.7698	0.1747	0.242	0.569	-37.50
Étage 3	2302.128	32.0464	0.294	0.677	0.154	0.210	0.577	-32.44
Étage 4	1948.732	28.4533	0.275	0.536	0.152	0.207	0.537	-27.32
Étage 5	1607.379	34.9667	0.282	0.453	0.128	0.172	0.545	-22.30
Étage 6	1268.462	30.8533	0.264	0.335	0.121	0.162	0.505	-17.39
Étage 7	941.185	37.5821	0.280	0.264	0.095	0.0125	0.513	-12.26
Étage 8	615.64	33.3806	0.274	0.1687	0.079	0.103	0.475	-7.49
Étage 9	301.987	35.1145	0.336	0.1015	0.047	0.06	0.483	-2.64

Tableau V.5 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section	A calculé (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Ferrailage longitudinale	
				choix	Section (cm ²)
RDC	0.75×0.75	-48.61	50.625	8T25 + 4T20	51.84
Étage 1	0.75×0.75	-44.23	50.625	8T25 + 4T20	51.84
Étage 2	0.70×0.70	-37.50	44.10	8T25 + 4T16	45.24
Étage 3	0.70×0.70	-32.44	44.10	8T25 + 4T16	45.24
Étage 4	0.65×0.65	-27.32	38.025	8T25	39.27
Étage 5	0.65×0.65	-22.30	38.025	8T25	39.27
Étage 6	0.60×0.60	-17.39	32.40	12T20	37.70
Étage 7	0.60×0.60	-12.26	32.40	12T20	37.70
Étage 8	0.55×0.55	-7.49	27.225	4T25 + 4T20	32.20
Étage 9	0.55×0.55	-2.64	27.225	4T25 + 4T20	32.20

V.2.6. Calcul du ferrailage transversal :

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec:

- V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale. ($f_e = 400\text{MPa}$)
- ρ_a : coefficient correcteur
 - ✓ $\rho = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$
 - ✓ $\rho = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \leq 5$
- t : l'espacement des armatures transversales, et il est calculé comme suit :
 - ✓ Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone (III)}$
 - ✓ Dans la zone courante : $t' \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_i) \rightarrow \text{Zone (III)}$

Avec :

- ϕ_i : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ (au minimum).

▪ **Calcul de l'espacement :**

Selon RPA99 V2003:

Zone nodale : Zone (III)

$$t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : Zone (III)

$$t' \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_i) \rightarrow t' \leq \min (75/2 ; 75/2 ; 10 \times 1.2) \rightarrow t' \leq 12 \text{ cm}$$

$$t' = 12 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right) \rightarrow \Phi_t \leq \min (2.14 ; 7.5 ; 1.2) \rightarrow \Phi_t \leq 1.2 \text{ cm.}$$

On adopte: $\Phi 8$

Avec : Φ_t : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau

▪ **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (Zone III).

$$L_r \geq (50 \times \phi) \rightarrow \text{Zone (III)}$$

Tableau V.6 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

\varnothing (max) (mm)	Lr (calculé) (mm)	Lr (choix) (mm)
$\varnothing 20$	1000	1000
$\varnothing 16$	800	800
$\varnothing 14$	700	700
$\varnothing 12$	600	600

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III

▪ **Longueur de la zone nodale :**

$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$ selon le **RPA 99 v 2003** → $h' = 75 \text{ cm}$.

- **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau le plus sollicité du RDC :

($\lambda_g = 3.23$) ; ($\rho_a = 3.75$) ; ($t = 0.10\text{m}$) ; ($V = 0.123085\text{MN}$) ; ($h = 0.75 \text{ m}$) ; ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

$$A_{t \text{ cal}} = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 0.123085 \times 0.1}{0.75 \times 400} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Tableau V.7 : Ferrailage transversal des poteaux

Niveau	h (cm)	T(KN)	λ_g	ρ_a	f_e	t (cm)	t' (cm)	A_t (cm ²)	A_t choisi (cm ²)
RDC	75	123.085	3.015	3.75	400	10	12	1.54	$\varnothing 8$
Étage 1	75	137.336	3.015	3.75	400	10	12	1.72	$\varnothing 8$
Étage 2	70	142.452	3.23	3.75	400	10	12	1.91	$\varnothing 8$
Étage 3	70	172.918	3.23	3.75	400	10	12	2.32	$\varnothing 8$
Étage 4	65	160.409	3.48	3.75	400	10	12	2.32	$\varnothing 8$
Étage 5	65	177.067	3.48	3.75	400	10	12	2.55	$\varnothing 8$
Étage 6	60	148.772	3.77	3.75	400	10	12	2.32	$\varnothing 8$
Étage 7	60	157.149	3.77	3.75	400	10	12	2.46	$\varnothing 8$
Étage 8	55	116.514	4.11	3.75	400	10	12	1.99	$\varnothing 8$
Étage 9	55	152.699	4.11	3.75	400	10	12	2.60	$\varnothing 8$

V.2.7. Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux des RDC. Le schéma est illustré sur la figure suivante :

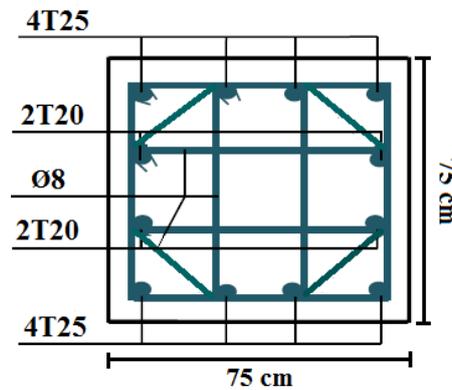


Figure V.1. Ferrailage des poteaux des RDC (75x75).

V.3. Etude des poutres :

V.3.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Dans notre projet on a deux types de poutres :

- ✓ **Poutres principales:** (30 × 45) cm²
- ✓ **Poutres secondaires:** (30 × 40) cm²
- ✓ **Bande noyer:** (30 × 25) cm²

V.3.2. Combinaisons des charges :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

- Combinaisons fondamentales : Selon **B.A.E.L91**

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- Combinaisons accidentelles : Selon **R.P.A99 V 2003**

$$\begin{cases} 0.8 G \pm E (x ; y) \\ G + Q \pm E (x ; y) \end{cases}$$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme

V.3.3. Recommandations du RPA99, version 2003 :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% en zone courante
 - ✓ 6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III.

V.3.4. Sollicitations dans les poutres :

Tableau V.8 : Sollicitations dans les poutres.

Éléments	ELU		ELS		G + Q ± E		0.8G ± E	
	M trav (KN.m)	M app (KN.m)						
PP (30×45)	87.17	129.92	63.5289	87.9236	125.71	146.13	109.78	132.13
T	130.113		112.873		166.521		145.358	
PS (30×40)	72.541	80.866	55.772	60.320	90.3482	98.3354	76.338	84.665
T	87.935		73.785		105.648		96.556	
Bande noyer (30×25)	37.9724	64.4318	24.6256	30.4479	30.256	25.916	29.850	22.364
T	71.149		66.326		44.895		36.756	

V.3.5. Calcul des poutres principales :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher haut de l'étage courant

V.3.5.1. Calcul des armatures longitudinales :

($b = 0.3\text{m}$); ($h = 0.45\text{m}$); ($d = 0.405\text{m}$); ($d' = 0.045\text{m}$); ($F_e = 400\text{MPa}$); ($f_{bc} = 15.86\text{MPa}$)

- **ELU :**

En travée : $M_t = 125.71\text{KN.m}$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{125.71 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 15.86} = 0.161 < \mu_R = 0.392$$

Donc : $A_{SC} = 0$ ' section simple armature '

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.161})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.221$$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.221)$$

$$\rightarrow Z = 0.369 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{125.71 \times 10^{-3}}{0.369 \times \frac{400}{1.15}} = 9.79 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

En appuis:

$$\text{On à : } M_a = 146.13 \text{ KN.m}$$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{146.13 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 15.86} = 0.187 < \mu_R = 0.392$$

Donc : $A_{SC} = 0$ ' section simple armature '

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.187)})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.261$$

- Bras de levier:

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.261)$$

$$\rightarrow Z = 0.363 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{146.13 \times 10^{-3}}{0.363 \times \frac{400}{1.15}} = 11.57 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.405 \times \frac{2.28}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.59 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st \text{ trav}} = 9.79 \text{ cm}^2 > 1.59 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV} \\ A_{st \text{ app}} = 11.57 \text{ cm}^2 > 1.59 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

- **Armatures minimales** : Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{st \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.005 \times 0.3 \times 0.45$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.000675 \text{ m}^2 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 9.79 + 11.57 = 21.36 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Armatures maximales** :

✓ Dans la zone courante :

$$A_{\text{max}} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\text{max}} = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2$$

✓ Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\text{max}} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\text{max}} = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$$

- **Choix des Armatures** :

$$\text{En travée : } A_{st} = 5T16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{sa} = 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification à l'ELS** :

$$\text{En travée : } M_s = 63.5289 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b (d A_{st})}{n (A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 10.05}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 40.5 \times 10.05}{15 \times 10.05^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15.34 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.3 \times 0.1534^3}{3} + 15 \times 10.05 \times 10^{-4} \times (0.405 - 0.1534)^2$$

$$I = 0.0013 \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{63.5289 \times 10^{-3} \times 15.34 \times 10^{-2}}{0.0013} = 7.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 63.5289 \times 10^{-3} \times (0.405 - 15.34 \times 10^{-2})}{0.0013} = 184.43 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 7.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 184.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

En appui: $M_s = 87.9236 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b (d A_{st})}{n (A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 12.06}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 40.5 \times 12.06}{15 \times 12.06^2}} - 1 \right)$$

$$x = 16.88 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.3 \times 0.1688^3}{3} + 15 \times 12.06 \times 10^{-4} \times (0.405 - 0.1688)^2$$

$$I = 0.0015 \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{87.9236 \times 10^{-3} \times 16.88 \times 10^{-2}}{0.0015} = 9.89 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 87.9236 \times 10^{-3} \times (0.405 - 16.88 \times 10^{-2})}{0.0015} = 207.67 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 9.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 207.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

V.3.5.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \text{ max}} = 166.521 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{166.521 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.8 ; 4 \text{ MPa}) = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

V.3.5.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.45}{5.6} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.071 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{10.05}{30 \times 40.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0083 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{En Appui : } \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{12.06}{30 \times 40.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0099 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

V.3.5.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{\min} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (1.29; 3; 1.4)$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres :** D'après RPA99 V 2003

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_{\min}; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (11.25; 14.4; 30\text{cm}) \rightarrow \text{on prend: } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \rightarrow \text{on prend: } S_t' = 15 \text{ cm}$$

- ✓ **Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ (en zone III).

$$\varnothing = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.2 \times 50 = 60 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 1.4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.4 \times 50 = 70 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 1.6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.6 \times 50 = 80 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$

V.3.6. Calcul des poutres secondaires :

On va faire un exemple de calcul d'une poutre.

V.3.6.1. Calcul des armatures longitudinales :

($b = 0.3\text{m}$); ($h = 0.40\text{m}$); ($d = 0.36\text{m}$); ($d' = 0.04\text{m}$); ($F_e = 400\text{MPa}$); ($f_{bc} = 15.86 \text{ MPa}$)

- **ELU :**

En travée : $M_t = 90.3482 \text{ KN.m}$

- **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{90.3482 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 15.86} = 0.119 < \mu_R = 0.392$$

Donc : $A_{SC} = 0$ ' section simple armature '

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.119)})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.159$$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.159)$$

$$\rightarrow Z = 0.337\text{m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{90.3482 \times 10^{-3}}{0.337 \times \frac{400}{1.15}} = 7.71 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

En appuis:

On à : $M_a = 98.3354 \text{ KN.m}$

- Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{98.3354 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 15.86} = 0.159 < \mu_R = 0.392$$

Donc : $A_{SC} = 0$ ' section simple armature '

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.159)})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.217$$

- Bras de levier:

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.217)$$

$$\rightarrow Z = 0.329\text{m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{98.3354 \times 10^{-3}}{0.329 \times \frac{400}{1.15}} = 8.59 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.28}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st \text{ trav}} = 7.71 \text{ cm}^2 > 1.42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV} \\ A_{st \text{ app}} = 8.59 \text{ cm}^2 > 1.42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

- Armatures minimales : Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{st \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.005 \times 0.3 \times 0.40$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.0006 \text{ m}^2 = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 7.71 + 8.59 = 16.3 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.00 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

- Armatures maximales :

✓ Dans la zone courante :

$$A_{\text{max}} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\text{max}} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$$

✓ Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\text{max}} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\text{max}} = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$$

- Choix des Armatures :

$$\text{En travée : } A_{st} = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{sa} = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

▪ Vérification à l'ELS :

$$\text{En travée : } M_s = 55.772 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b (d A_{st})}{n (A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 9.24}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 9.24}{15 \times 9.24^2}} - 1 \right)$$

$x = 14.19 \text{ cm}$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.3 \times 0.1419^3}{3} + 15 \times 9.24 \times 10^{-4} \times (0.36 - 0.1419)^2$$

I = 0.000945 m⁴

- Calcul des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{55.772 \times 10^{-3} \times 14.19 \times 10^{-2}}{0.000945} = 8.37 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 55.772 \times 10^{-3} \times (0.36 - 14.19 \times 10^{-2})}{0.000945} = 193.08 \text{ MPa}$

- Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 8.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 193.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

En appui: $M_s = 60.320 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b (d A_{st})}{n (A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 9.24}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 9.24}{15 \times 9.24^2}} - 1 \right)$$

$$x = 14.19 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.3 \times 0.1419^3}{3} + 15 \times 9.24 \times 10^{-4} \times (0.36 - 0.1419)^2$$

$$I = 0.000945 \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{60.320 \times 10^{-3} \times 14.19 \times 10^{-2}}{0.000945} = 9.06 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 60.320 \times 10^{-3} \times (0.36 - 14.19 \times 10^{-2})}{0.000945} = 208.82 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 9.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 208.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

V.3.6.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 105.648 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{105.648 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.8 ; 4 \text{ MPa}) = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

V.3.6.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.40}{5.6} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0714 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{9.24}{30 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0086 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{En Appui : } \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{9.24}{30 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0086 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

V.3.6.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_{\min} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min (1.14 ; 3 ; 1.2)$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres :** D'après RPA99 V 2003

- ✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_{\min} ; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (10 ; 14.4 ; 30\text{cm}) \rightarrow \text{on prend: } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- ✓ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \rightarrow \text{on prend: } S_t' = 12 \text{ cm}$$

- ✓ **Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de $50\emptyset$ (en zone III).

$$\emptyset = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.2 \times 50 = 60 \text{ cm} ; \text{on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 1.4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.4 \times 50 = 70 \text{ cm} ; \text{on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

V.3.7. Calcul des bande nover :

On va faire un exemple de calcul d'une poutre.

V.3.7.1. Calcul des armatures longitudinales :

$$(b = 0.3\text{m}) ; (h = 0.25\text{m}) ; (d = 0.225\text{m}) ; (d' = 0.025\text{m}) ; (F_e = 400\text{MPa}) ; (f_{bc} = 15.86 \text{ MPa})$$

- **ELU :**

En travée : $M_t = 37.9724 \text{ KN.m}$

- **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37.9724 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.225^2 \times 15.86} = 0.157 < \mu_R = 0.392$$

Donc : $A_{SC} = 0$ ‘ section simple armature ‘

- **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.157)})$$

$$\rightarrow \alpha = \mathbf{0.215}$$

- **Bras de levier :**

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.215)$$

$$\rightarrow \mathbf{Z = 0.206m}$$

- **Section théorique d'armatures :**

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{37.9724 \times 10^{-3}}{0.206 \times \frac{400}{1.15}} = \mathbf{5.27 \times 10^{-4} \text{ m}^2}$$

En appuis:

On à : $M_a = 51.4318 \text{ KN.m}$

- **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51.4318 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.225^2 \times 15.86} = 0.214 < \mu_R = 0.392$$

Donc : $A_{SC} = 0$ ‘ section simple armature ‘

- **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.214)})$$

$$\rightarrow \alpha = \mathbf{0.305}$$

- Bras de levier:

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.305)$$

$$\rightarrow Z = 0.198\text{m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{51.4318 \times 10^{-3}}{0.198 \times \frac{400}{1.15}} = 7.46 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.2250 \times \frac{2.28}{400}$$

$$A_{st} \geq 0.88 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st \text{ trav}} = 5.27 \text{ cm}^2 > 1.42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV} \\ A_{st \text{ app}} = 9.8 \text{ cm}^2 > 1.42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

- Armatures minimales : Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{st \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.005 \times 0.3 \times 0.25$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.0006 \text{ m}^2 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 5.27 + 9.8 = 15.07 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 3.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

- Armatures maximales :

✓ Dans la zone courante :

$$A_{\text{max}} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\text{max}} = 4\% (30 \times 25) = 30 \text{ cm}^2$$

✓ Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\text{max}} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\text{max}} = 6\% (30 \times 25) = 45 \text{ cm}^2$$

- Choix des Armatures :

$$\text{En travée : } A_{st} = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{sa} = 5T14 = 7.7 \text{ cm}^2$$

▪ Vérification à l'ELS :

En travée : Ms = 24.6256 KN.m

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{nA_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 6.03}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 36 \times 6.03}{15 \times 6.03^2}} - 1 \right)$$

x = **12.02 cm**

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.3 \times 0.1202^3}{3} + 15 \times 6.03 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.1202)^2$$

I = 0.00027 m⁴

- Calcul des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{24.6256 \times 10^{-3} \times 12.02 \times 10^{-2}}{0.00027} = 10.96 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{nM_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 24.6256 \times 10^{-3} \times (0.225 - 12.02 \times 10^{-2})}{0.00027} = 143.38 \text{ MPa}$

- Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 10.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 143.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

En appui: $M_s = 30.4479 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{nA_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 7.7}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 22.5 \times 7.7}{15 \times 7.7^2}} - 1 \right) \rightarrow x = \mathbf{9.86 \text{ cm}}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.3 \times 0.0986^3}{3} + 15 \times 7.7 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.0986)^2$$

$$\mathbf{I = 0.00028 \text{ m}^4}$$

- Calcul des contraintes :

$$\mathbf{\text{Béton:}} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{30.4479 \times 10^{-3} \times 9.86 \times 10^{-2}}{0.00028} = 10.72 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{\text{Acier:}} \sigma_{st} = \frac{nM_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 30.4479 \times 10^{-3} \times (0.225 - 9.86 \times 10^{-2})}{0.00028} = 206.18 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\mathbf{\text{Béton:}} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 10.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 206.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

V.3.7.2. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 66.326 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{66.326 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.225} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.8; 4 \text{ MPa}) = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

V.3.7.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.40}{5.6} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0714 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.03}{30 \times 22.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0089 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{En Appui : } \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.7}{30 \times 22.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0101 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

V.3.7.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{\min} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{25}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (0.71; 3; 1.2)$$

On prend : $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres :** D'après RPA99 V 2003

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_{\min}; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{25}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (6.25; 14.4; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{on prend: } S_t = 6 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 25 = 50 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \rightarrow \text{on prend: } S_t' = 10 \text{ cm}$$

- ✓ **Longueur de recouvrement** : D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (en zone III).

$\phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.2 \times 50 = 60 \text{ cm}$; on adopte **Lr = 60 cm**

$\phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.4 \times 50 = 70 \text{ cm}$; on adopte **Lr = 70 cm**

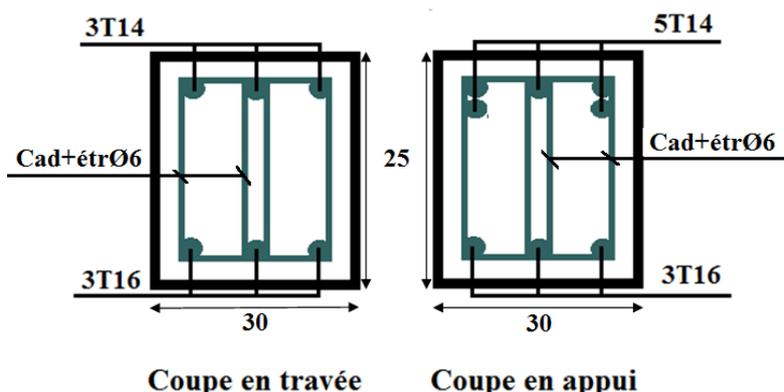
V.3.8. Tableau récapitulatif des poutres :

Tableau V.9: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Élément	Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		Amin (cm ²)	Travée		Appuis		ϕ_t (mm)	S _t zone nodale (cm)	S _t ' zone courante (cm)
			A cal (cm ²)	Choix	A cal (cm ²)	Choix			
P.P (30×45)	Etage	6.75	9.79	5T16 10.05	11.57	6T16 12.06	8	10	15
	Terrasse	6.75	9.79	5T16 10.05	11.57	6T16 12.06	8	10	15
P.S (30×40)	Etage	6.00	7.71	6T14 9.24	8.59	6T14 9.24	8	8	12
	Terrasse	6.00	7.71	6T14 9.24	8.59	6T14 9.24	8	8	12
Bande noyer (30×25)	Etage	3.75	5.27	3T16 6.03	7.46	5T14 7.7	6	6	10
	Terrasse	3.75	5.27	3T16 6.03	11.57	5T14 7.7	6	6	10

V.3.9. Schéma du ferrailage :

Bande noyer (30×25)



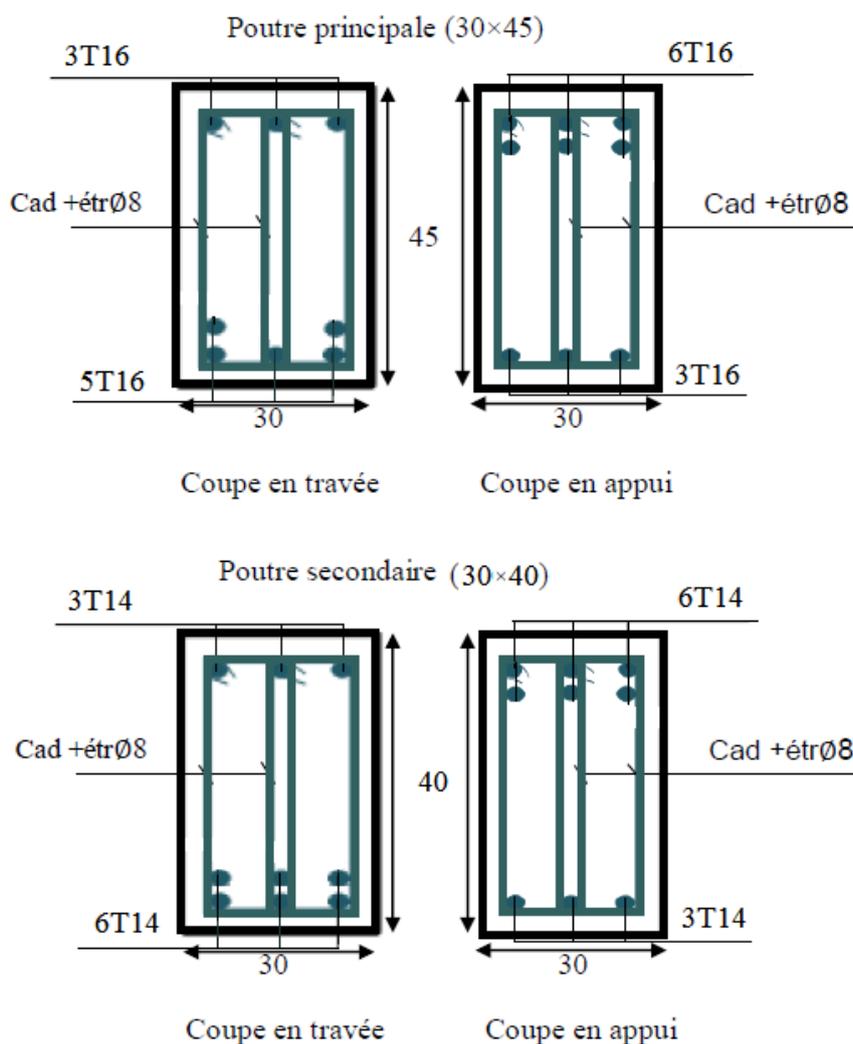


Figure V.2: Ferrailage des poutres.

V.4. Étude des voiles:

V.4.1. Introduction :

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme un poteau (élément vertical) en flexion composée. Leur ferrailage est composé d'armature verticale et d'armatures horizontales.

V.4.2. Combinaison des charges :

- Combinaisons fondamentales : Selon **B.A.E.L91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

- Combinaisons accidentelles : Selon R.P.A99 V 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E (x ; y) \\ G + Q \pm E (x ; y) \end{array} \right.$$

V.4.3. La disposition des voiles :

La disposition des voiles est présentée dans la figure suivante :

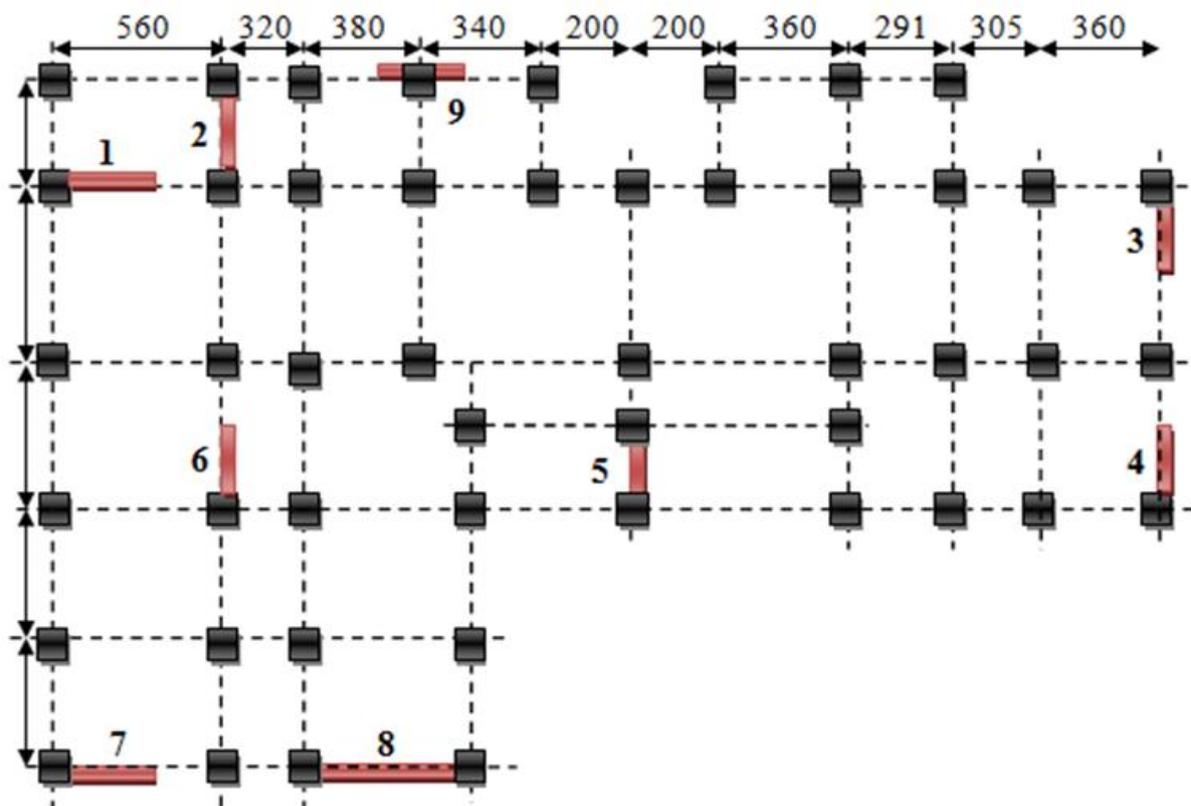


Figure V.3 : Disposition des voiles

V.4.4. Les groupes et Prédimensionnement des voiles :

Tableau V.10 : Les groupes de voiles et leurs dimensions.

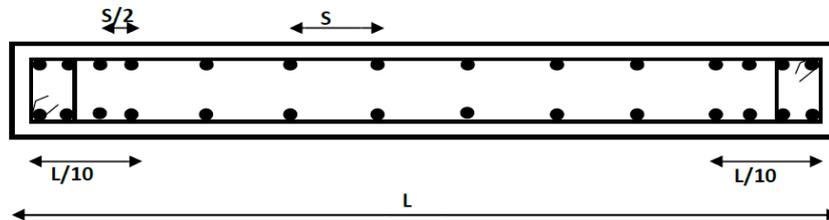
Les voiles	l'épaisseur (cm)	Les longueurs (m)	Groupe
9	15	2	V1
1 ; 3 ; 5 ; 6 ; 7	15	3	V2
2	15	3.7	V3
4	15	4	V4
8	15	5	V5

VI.4.5. Armatures verticales:

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.



Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de 1 ml, et la détermination de ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

- N : L'effort normal appliqué.
- M : Moment fléchissant du voile.
- B : Section transversale du voile.
- V : La distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue 3 cas :

• 1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$$

• 2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t/f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- ✓ Si $A_v < A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

• 3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée.

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ Calcul de L_c et L_t :

- Section entièrement tendue (SET) : $L_t = L$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $L_c = L$

▪ **Calcul de l'effort normal ultime :**

- Section entièrement tendue (SET) : $N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \times e$

▪ **Calcul des armatures verticales :**

- Section entièrement tendue (SET) : $A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $A_v = \frac{N_{ul}}{f_e}$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$

V.4.6. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø.

- **Remarque :** Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$A_{min} = 0.15 \% (e \times l)$: Dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0.10 \% (e \times l)$: Dans la zone courante.

V.4.7. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.4.8. Vérification de la contrainte de cisaillement:

D'après RPA99/Version2003 La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \quad \text{Avec:} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}; \quad \bar{V} = 1.4 \times V$$

- $f_{c28} = 2800 \text{ KPa} \rightarrow \bar{\tau}_b = 0.2 \times 2800 = 560 \text{ KPa.}$
- V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.
- b_0 : L'épaisseur du voile. $\rightarrow b_0 = 0.15 \text{ m}$
- d : Hauteur utile $d = 0.9 h$ et $h = 1 \text{ ml} \rightarrow d = 0.9 \text{ m}$
- h : Hauteur totale de la section brute.

Tableau V.11 : Vérification des voiles au cisaillement

	V_{max} (KN/m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$ (MPa)	$0.06 f_{c28}$ (MPa)	observation
Voile	10.33	0.107	5.60	1.68	C.V

V.4.9. Exemple de calcul :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0.15m×1ml) de la même manière que les poteaux. Et on prend comme un exemple de calcul le voile le plus sollicité (V2).

V.4.9.1. Déterminations des sollicitations :

Les sollicitations obtenues par le logiciel **SAP2000**

Tableau V.12 : Sollicitations dans les voiles V2

Combinaisons	F11 (kN)	M11 (kN.m)	F22 (kN)	M22 (kN.m)
ELU (1.35G+1.5Q)	- 806.87	-9.098	-242.06	-2.7294
ELA G + Q ± 1.2E (x ;y)	- 3290	- 8.7248	- 987	- 2.6174
ELA G + Q ± E (x ;y)	- 560.51	- 15.986	- 168.15	- 4.7959
ELA 0.8G ± E (x ;y)	1827.99	- 2.393	548.4	- 0.8817

V.4.9.2. Armatures verticales :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$I = \frac{a \times L^3}{12} = \frac{0.15 \times 1^3}{12} = 0.0125 \text{ m}^4$$

$$B = a \times L = 0.15 \times 1 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-3290}{0.15} + \frac{-2.6174 \times 0.5}{0.0125} = -21943.80 \text{ KN/m}^2 < 0 \\ \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-3290}{0.15} - \frac{-2.6174 \times 0.5}{0.0125} = -21922.86 \text{ KN/m}^2 < 0 \end{cases}$$

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue (SET) "pas de zone comprimée"

Donc : Selon **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

Avec: $(F_t = N_{ul} - B \times f_{c28}$; $N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e)$

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e = \frac{(-21943.8 - 21922.86)}{2} \times 1 \times 0.15 = -4935.78 \text{ KN}$$

$$F_t = N_{ul} - B \times f_{c28} = -4935.78 - 0.15 \times 28 = -4939.98 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{|-4939.98|}{400} = 12.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 0.15 \times 1 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Si $A_v = 12.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.25 \text{ cm}^2$, on ferraille avec A_v .

On choisit : **12T12** de section **13.57 cm²**.

V.4.9.3. Armatures horizontales :

$$A_{\min} = 0.15 \% \times b \times a = 0.0015 \times 1 \times 0.15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Selon **R.P.A 99 (version 2003)**,

On choisit : **8T12 = 9.03 cm²/ml**.

V.4.9.4. Diamètre max des armatures :

D'après le RPA, il faut que le diamètre $D \leq \frac{a}{10}$ (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile

$$a = 15 \text{ cm} \rightarrow D \leq \frac{15}{10} \rightarrow D \leq 1.5 \text{ cm}$$

V.4.9.5 Espacement:

D'après l'art **7.7.4.3** du **RPA 99 version 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1.5 \times a; 30) \text{ cm}$$

$$a = 15 \text{ cm} \rightarrow S \leq \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm}) \rightarrow S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte: **S = 15 cm**.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sa sera :

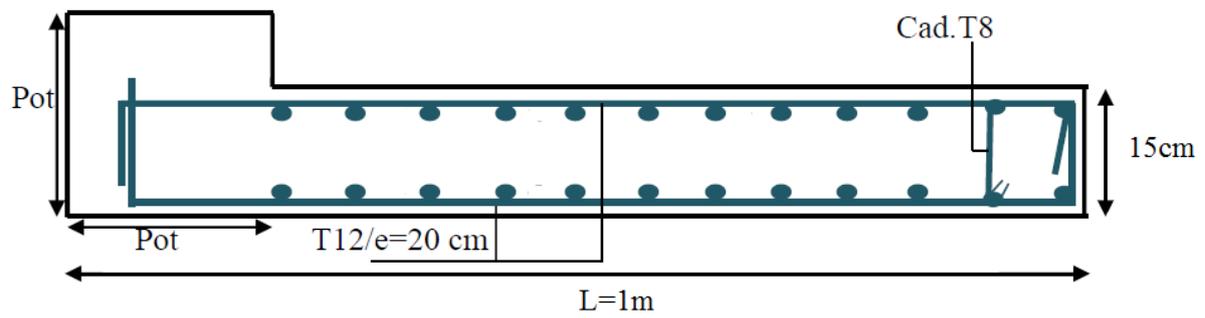
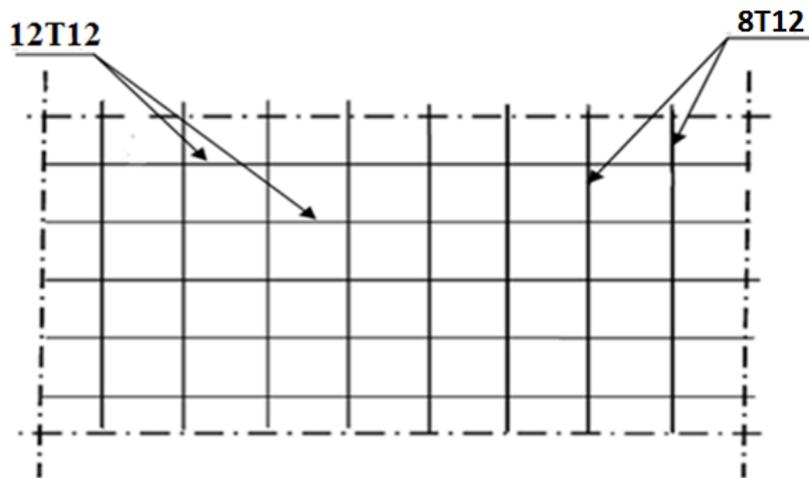
$$S = 15 \text{ cm} \rightarrow S' = S/2 = 15/2 \rightarrow S' = 7.5 \text{ cm}$$

Tableau V.13 : Ferrailage verticale et Ferrailage horizontal du voile

	A_{\min} (cm ² /ml)	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal	
		A choisie	S_t (cm)	A choisie	S_t (cm)
Voile (15 cm)	2.25	12T12 13.57	15	8T12 9.03	15

- **Longueur de recouvrement :** D'après le **RPA99 version 2003**, la longueur minimale de recouvrement est de $50\emptyset$ (en zone III).

$$\emptyset = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.2 \times 50 = 60 \text{ cm} ; \text{ on adopte : } L_r = 60 \text{ cm}$$

V.4.10. Dessin du ferrailage :**Figure V.4:** dispositions du ferrailage longitudinal du voile.**Figure V.5 :** disposition du ferrailage transversale du voile.

Chapitre VI :

ÉTUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. La stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure
- Des sollicitations dues au sol

Les massifs de fondation doivent être stables : c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas donner lieu à des tassements. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation et la structure à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné

VI.3. Le choix de type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Types d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

VI.4. Etudes des semelles filantes:

Pour utilisé la semelle filante, il faut vérifier cette formule: $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$

On choisit une semelle filante située sous un portique central de neuf poteaux.

VI.4.1. Prédimensionnement des semelles filantes :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \sigma_{adm}$$

Avec :

- $\sum N_i$: La somme des efforts normaux à ELS de tous les poteaux qui se trouvent dans la ligne considérée.
- B : Largeur de la semelle filante.
- L: Longueur de la file considérée.
- $\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol ; à défaut de données géotechniques, on a supposé qu'on a un sol meuble et la contrainte admissible égale à 2 bar.

$$N_s = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 + N_8 + N_9$$

$$N_s = 2648.219 + 2483.45 + 2698.512 + 2256.906 + 2490.551 + 2242.012 + 2072.429 + 2167.478 + 1209.45$$

$$N_s = 20.269 \text{ MN}$$

$$L = 33.16 \text{ m}$$

$$\frac{20.269}{33.16 \times B} \leq 0.2 \quad \rightarrow \quad B \geq 3.0562 \quad \rightarrow \quad B = 3.1$$

On adopte une semelle filante de $(33.16 \times 3.10) \text{ m}^2$

VI.4.2. Vérification de chevauchement entre semelles filantes :

La même largeur ($B = 3.10 \text{ m}$) pour toutes les semelles filantes de la structure :

Semelles	L (m)	Semelles	L (m)
1	26.51	11	9.3
2	33.16	12	11.6
3	33.16	13	3.7
4	8.4	14	10.9
5	33.16	15	3.7
6	13.8	16	3
7	13.8	17	9.3
8	22.1	18	14.6
9	22.1	19	10.9
10	22.1	20	10.9
$\sum L \text{ (m)}$	316.19	La surface	980.189

$$S_{\text{semelles}} = (L_{\text{total}} \times B) = 316.19 \times 3.10 = 980.189 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 737.793 \text{ m}^2$$

$$\frac{980.189}{737.793} = 1.32 > 0.5 \quad \rightarrow \quad \text{C.N.V}$$

Le choix des semelles filantes ne convient pas, il faut passer au radier général.

VI.5. Etude du radier:

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage, en fonction de la taille de l'immeuble à construire et le type de sol, il existe plusieurs types du radier, dont le radier plat d'épaisseur constante, le radier nervuré, le radier champignon et le radier voûté.

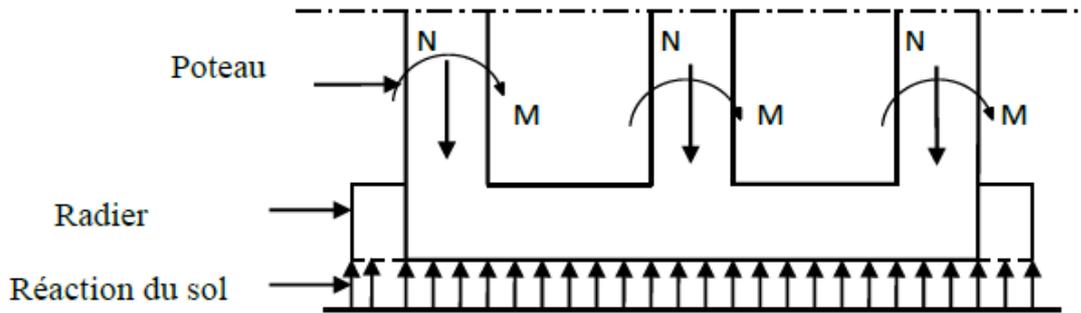


Figure. VI.1: Schéma du Radier

VI.5.1. Prédimensionnement du radier:

- **La dalle:**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

- L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives.

$$L_{\max} = 560 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_d \geq \frac{560}{20} = 28 \text{ cm}$$

On prend : **$h_d = 80 \text{ cm}$** .

- **La nervure :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{ cm}$$

On prend : **$h_n = 80 \text{ cm}$** .

Remarque : Plusieurs choix des dimensions sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifié selon logicielle **SAFE**.

- On opte pour une hauteur de la nervure ($h_n = 160 \text{ cm}$) et une largeur ($b_n = 80 \text{ cm}$).
- On opte pour une hauteur du radier ($h_d = 80 \text{ cm}$).

- **Calcul Débordement (D) :**

$$D \geq \max \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) \quad \rightarrow \quad D \geq 40 \text{ cm}$$

On adopte pour une valeur de **$D = 100 \text{ cm}$** .

On va adopter un débordement $D = 100 \text{ cm}$ qui sera réalisé seulement dans les cotées où il n'ya pas un voisinage.

VI.5.2. Vérification au poinçonnement:

D'après le **B.A.E.L**, La condition de non poinçonnement est vérifiée si:

$$N_d \leq 0.045 \times P_r \times h_n \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_d : L'effort normal du poteau le plus sollicité.
- h_n : Hauteur de la nervure.
- P_r : Périmètre du centre cisailé.

$$N_d \leq 0.045 \times P_r \times h_n \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_d = 4.163 \text{ MN}$$

$$h_n = 160 \text{ cm}$$

$$P_r = 4 \times (a + h_n) = 4 \times (80 + 160) = 960 \text{ cm}$$

a : la largeur de la nervure

$$N_d \leq 0.045 \times P_r \times h_n \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow 4.163 \leq 0.045 \times 9.6 \times 1.6 \times \frac{28}{1.5}$$

$$4.163 \text{ MN} \leq 12.90 \text{ MN} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de poinçonnement.

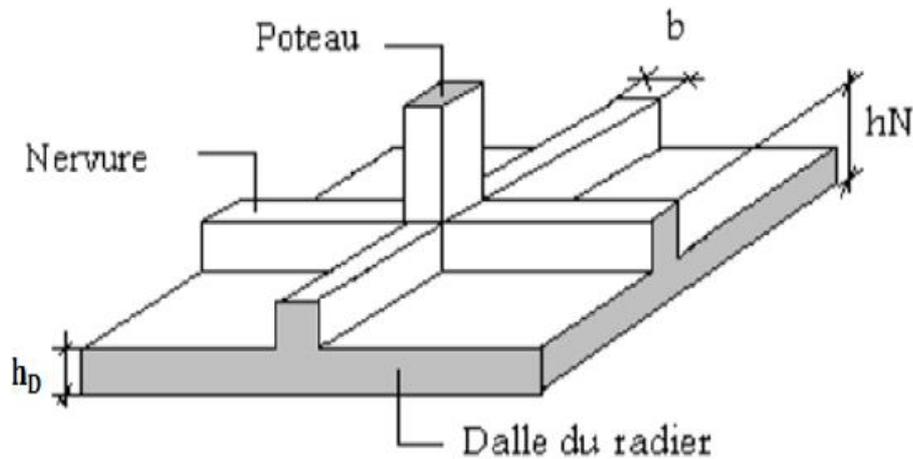


Figure VI.2: Radie générale

VI.5.3. Vérification de la contrainte du sol :

Les conditions qu'on doit vérifier sont les suivantes: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4}$$

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = Z_{\max} \times K \\ \sigma_{b2} = Z_{\min} \times K \end{cases}$$

Ou :

- Z_{\max} : Déplacement maximal suivant Z.
- K : Coefficient de BALLAST, égal à deux fois la contrainte du sol.

$$K = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times 2 = 4 \text{ bar}$$

- ✓ Après une modélisation du radier avec le logiciel SAFE, comme élément plaque sur sol élastique, on a obtenu les résultats suivants:

On a:

$$\begin{cases} Z_{\max} = 5.115 \text{ mm;} \\ Z_{\min} = 2.364 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = 0.5115 \times 4 = 2.046 > 2 \text{ bar} & \text{C.N.V} \\ \sigma_{b2} = 0.2364 \times 4 = 0.9456 < 2 \text{ bar} & \text{C.V} \end{cases}$$

Remarque:

On considère que la vérification de la contrainte est vérifiée parce que le déplacement max qu'on a pris convient au coin (Débordement) du radier telle que la figure ci-dessous.

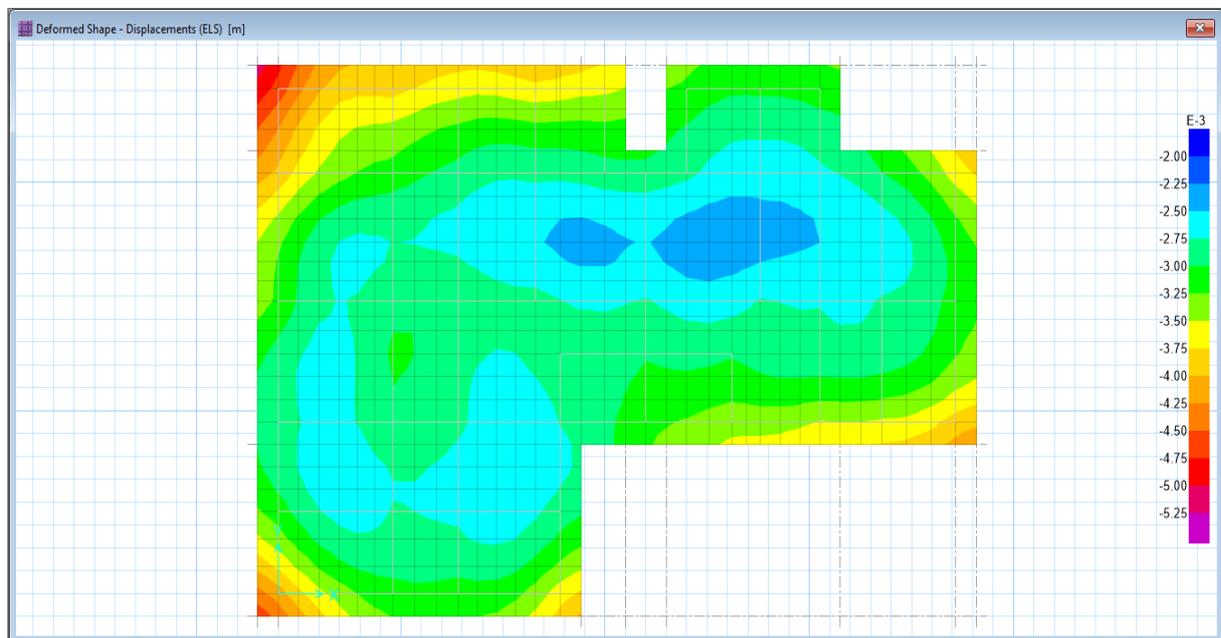


Figure VI.3: Le déplacement max du radier «SAFE »

VI.5.4.Vérification du tassement :

D'après le rapport géotechnique, on a le tassement $\Delta H = 3\text{cm}$.

La valeur du tassement tiré par logicielle **SAFE** $\rightarrow Z_{\max} = 0.5115 \text{ cm}$.

On à : $Z_{\max} = 0.5115 \text{ cm} < \Delta H = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

Remarque :

Dans cette étude, On n'a pas pu avoir un rapport géotechnique donc on a supposé d'avoir un avec un ΔH tel qu'il est mentionner dans le paragraphe précédent.

VI.5.5. Les différentes sollicitations:

On a obtenu les résultats suivants avec le logiciel SAFE:

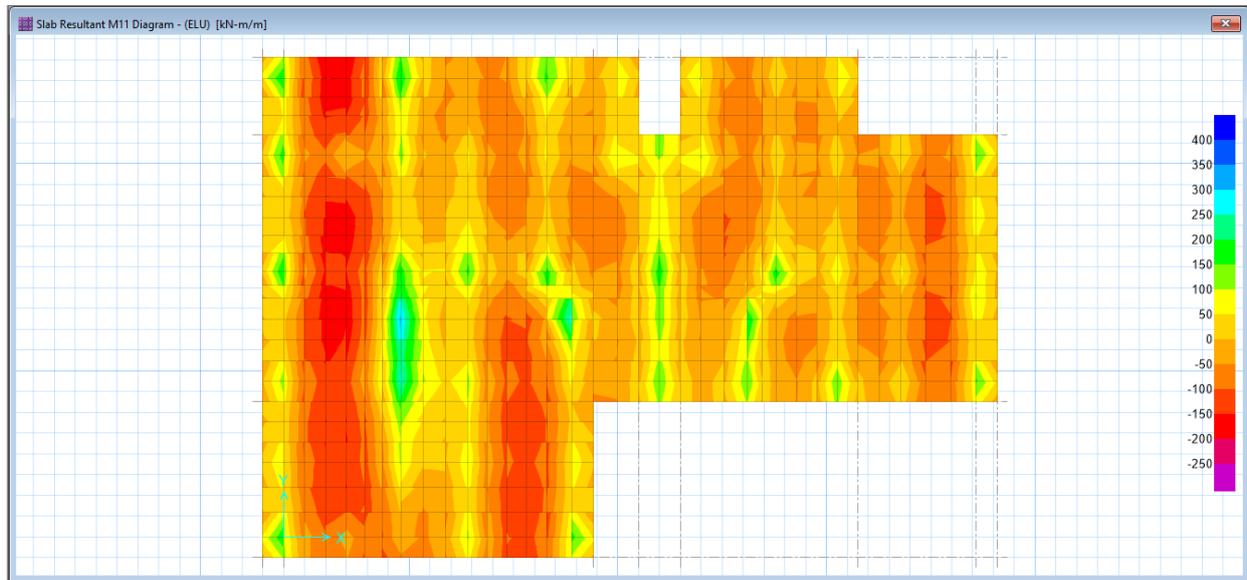


Figure VI.4: Moments M_{11} à ELU

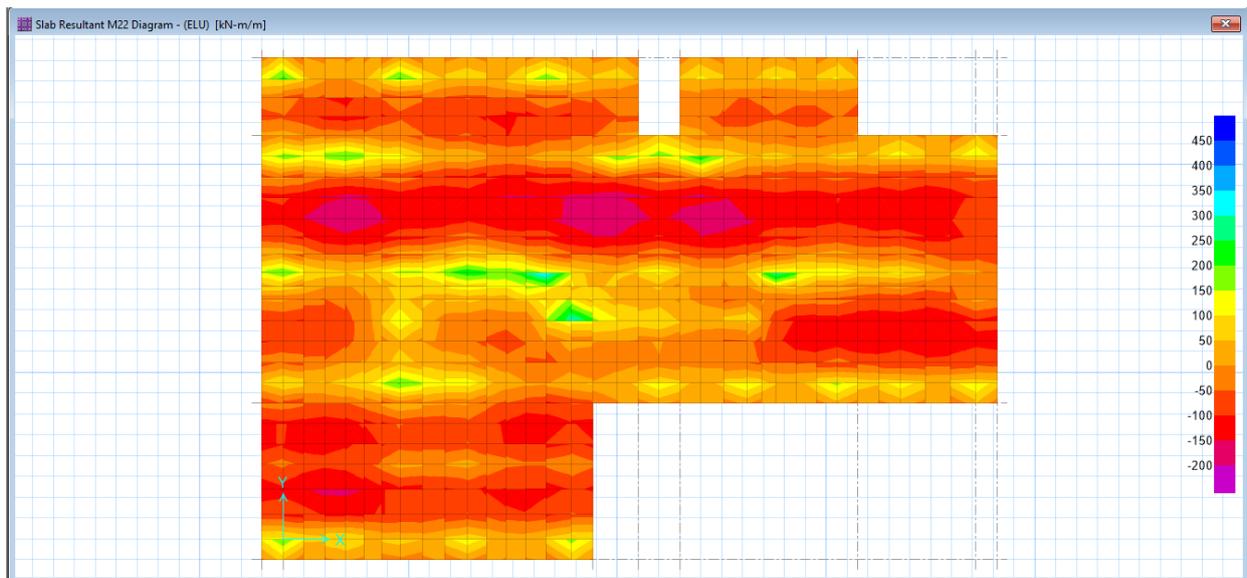


Figure VI.5: Moments M_{22} à L'ELU

Tableau VI.1: les sollicitations de la dalle.

	ELU		ELS	
	M11(KN.m)	M22(KN.m)	M11(KN.m)	M22(KN.m)
Appui	200.894	197.762	146.043	143.0125
Travée	313.2261	353.269	229.391	258.2539

Tableau VI.2: Les sollicitations de la nervure.

	ELU		ELS	
	M (KN.m)	V(KN)	M (KN.m)	V(KN)
Appui	1018.6564	819.563	740.3019	599.064
Travée	1046.1012		765.9248	

VI.5.6. Ferrailage du radier:

Le ferrailage se fait en flexion simple avec une bande de 1 ml dans les deux directions, l'une suivant le sens X-X, et l'autre suivant le sens Y-Y.

VI.5.6.1. Ferrailage de la dalle : On calcule pour une bande de 1ml

VI.5.6.1.1. Calcul à l'ELU :▪ **Dans le sens X-X:**

- **En travée :** $M_{\text{trav}} = 313.2261 \text{ KN.m}$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u \text{ max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{313.2261 \times 10^{-3}}{1 \times (0.72)^2 \times 15.86} = 0.0381 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0381})$$

→ **$\alpha = 0.049$**

- **Bras de levier :**

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.049)$$

→ **$Z = 0.706 \text{ m}$**

- **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{313.2261 \times 10^{-3}}{0.706 \times \frac{400}{1.15}} = 12.76 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 100 \times 72 \times \left(\frac{2.28}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq 9.44 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

- **En appui :** $M_a = 200.894 \text{ KN.m}$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u \max}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{200.894 \times 10^{-3}}{1 \times (0.72)^2 \times 15.86} = 0.0244 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0244})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.0356$$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.0356)$$

$$\rightarrow Z = 0.710 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{200.894 \times 10^{-3}}{0.710 \times \frac{400}{1.15}} = 8.13 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 100 \times 72 \times \left(\frac{2.28}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq 9.44 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

▪ Dans le sens Y-Y :

- En travée : $M_{\text{trav}} = 353.269 \text{ KN.m}$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u \text{ max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{353.269 \times 10^{-3}}{1 \times (0.72)^2 \times 15.86} = 0.0430 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0430)})$$

→ $\alpha = 0.0782$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.0782)$$

→ $Z = 0.698 \text{ m}$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{353.269 \times 10^{-3}}{0.698 \times \frac{400}{1.15}} = 14.55 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0.23 \times 100 \times 72 \times \left(\frac{2.28}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 9.44 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Choix : $A_{st} = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$

- En appui : $M_a = 197.762 \text{ KN.m}$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u \text{ max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{197.762 \times 10^{-3}}{1 \times (0.72)^2 \times 15.86} = 0.0241 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0241)})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.0305$$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.0305)$$

$$\rightarrow Z = 0.711 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{197.762 \times 10^{-3}}{0.711 \times \frac{400}{1.15}} = 7.99 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0.23 \times 100 \times 72 \times \left(\frac{2.28}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 9.44 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

• Section minimum R.P.A99 V 2003 :

$$A_{st \text{ min}} = 0.5\% \times B = 0.005 \times 80 \times 100 = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{st \text{ min}}$$

▪ Sens X-X :

$$A_{stx} + A_{sax} > A_{st \text{ min}}$$

$$25.13 + 25.13 > 40$$

$$50.26 \text{ cm}^2 > 40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

▪ Sens Y-Y :

$$A_{sty} + A_{say} > A_{st \text{ min}}$$

$$25.13 + 25.13 > 40$$

$$50.26 \text{ cm}^2 > 40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

VI.5.6.1.2. Vérification à l'ELS :▪ **Dans le sens x-x :**

- **En travée :** $M_{trav} = 229.391 \text{ KN.m}$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n \times A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b (d A_{st})}{n (A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 25.13}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 72 \times 25.13}{15 \times 25.13^2}} - 1 \right)$$

$$x = \mathbf{19.83 \text{ cm}}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{1 \times 0.1983^3}{3} + 15 \times 25.13 \times 10^{-4} \times (0.72 - 0.1983)^2$$

$$I = \mathbf{0.013 \text{ m}^4}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\mathbf{\underline{Béton}} : \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{229.391 \times 10^{-3} \times 19.83 \times 10^{-2}}{0.013} = 3.50 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{\underline{Acier}} : \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 229.391 \times 10^{-3} \times (0.72 - 19.83 \times 10^{-2})}{0.013} = 138.08 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\mathbf{\underline{Béton}} : \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 3.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 138.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

Position		Ms (MN.m)	A _{st} (cm ²)	X (cm)	I (m ⁴)	Béton		Acier	
						σ_{bc}	$< \bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$< \bar{\sigma}_{st}$
X-X	Travée	229.391	25.13	19.83	0.013	9.21	16.8	138.08	210.1
	Appui	146.043	25.13	19.83	0.013	5.86	16.8	87.90	210.1
Y-Y	Travée	258.2539	25.13	19.83	0.013	10.36	16.8	155.40	210.1
	Appuis	143.0125	25.13	19.83	0.013	5.54	16.8	83.10	210.1

VI.5.6.1.3. Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.8; 4 \text{MPa}) = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

▪ Dans le sens X :

$$T_{u \max} = 331.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{331.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \rightarrow (\text{C.V})$$

▪ Dans le sens Y :

$$T_{u \max} = 327.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{327.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \rightarrow (\text{C.V})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

VI.5.6.1.4. Calcul de l'espacement :

$$\text{Selon B.A.E.L91: } S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (0.9 \times 80; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (72 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : **S_t = 15 cm**

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage de la dalle.

Sens	Calculé		Adopté		A _{min} (cm ²)	S _t (cm)
	A _{st} (travée) (cm ²)	A _{st} (appui) (cm ²)	A _{st} (travée) (cm ²)	A _{st} (appui) (cm ²)		
X-X	12.76	8.13	8T20 = 25.13	8T20 = 25.13	40	15
Y-Y	14.55	7.99	8T20 = 25.13	8T20 = 25.13	40	15

VI.5.6.2. Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(0.8 \times 1.6) \text{ m}^2$

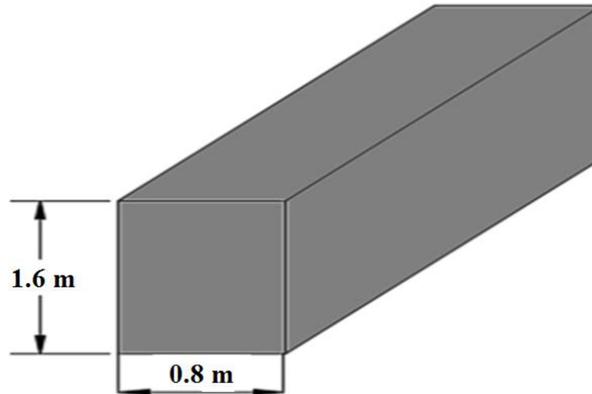


Figure VI.6: Section de nervure

VI.5.6.2.1. Calcul à l'ELU :

- **En travée :** $M_{\text{trav}} = 1046.1012 \text{ KN.m}$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u \text{ max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1046.1012 \times 10^{-3}}{0.8 \times (1.08)^2 \times 15.86} = 0.0707 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0707})$$

→ $\alpha = 0.092$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 1.08 \times (1 - 0.4 \times 0.092)$$

→ $Z = 1.04 \text{ m}$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1046.1012 \times 10^{-3}}{1.04 \times \frac{400}{1.15}} = 28.92 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 80 \times 160 \times \left(\frac{2.28}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq 16.78 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 10\text{T16} + 6\text{T20} = 38.96 \text{ cm}^2$$

- En appui : $M_a = 1018.6564 \text{ KN.m}$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u \text{ max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1018.6564 \times 10^{-3}}{0.8 \times (1.08)^2 \times 15.86} = 0.0688 < \mu_R \quad (\mu_R = 0.392)$$

→ Donc section simple armature $A_{sc} = 0$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0688)})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.0892$$

- Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 1.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0892)$$

$$\rightarrow Z = 1.04 \text{ m}$$

- Section théorique d'armatures :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1018.6564 \times 10^{-3}}{1.04 \times \frac{400}{1.15}} = 28.16 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 28 + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 80 \times 160 \times \left(\frac{2.28}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq 16.78 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 10\text{T16} + 6\text{T20} = 38.96 \text{ cm}^2$$

Section minimum R.P.A99 V 2003 :

$$A_{st \min} = 0.5\% \times B = 0.005 \times 80 \times 160 = 64 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{st \min}$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{st \min} \rightarrow 38.96 + 38.96 > 64 \rightarrow 77.92 \text{ cm}^2 > 64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

VI.5.6.2.2. Vérification à l'ELS :

- **En travée :** $M_{trav} = 765.9248 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (x - d') - \eta \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$x = \frac{n \times A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{n(A_{st})^2}} - 1 \right) \quad \text{avec: } n=15 ; A_{sc}=0$$

$$x = \frac{15 \times 38.96}{80} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 80 \times 108 \times 38.96}{15 \times 38.96^2}} - 1 \right)$$

$$x = 41.59 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0.8 \times 0.4159^3}{3} + 15 \times 38.96 \times 10^{-4} \times (1.08 - 0.4159)^2$$

$$I = 0.045 \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{765.9248 \times 10^{-3} \times 41.59 \times 10^{-2}}{0.045} = 7.08 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 765.9248 \times 10^{-3} \times (1.08 - 41.59 \times 10^{-2})}{0.045} = 169.55 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8 \text{ MPa}$$

Acier : la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.28)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67 ; 210.1)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 7.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 169.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 210.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

Position	Ms (MN.m)	A _{st} (cm ²)	X (cm)	I (m ⁴)	Béton		Acier	
					σ_{bc}	$< \bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$< \bar{\sigma}_{st}$
Travée	740.3019	38.96	41.59	0.045	6.84	16.8	163.88	210.1
Appui	765.9248	38.96	41.59	0.045	7.08	16.8	169.55	210.1

VI.5.6.2.3. Vérification au cisaillement :

$$T_{u \max} = 819.563 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{819.563 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.08} = 0.949 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.8; 4 \text{ MPa}) = 2.8 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0.949 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa} \rightarrow (\text{C.V})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

VI.5.6.2.4. Calcul d'espacement des cadres: D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

▪ **Zone nodale :**

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

$$S_t \leq \min (40; 19.2; 30)$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 160 = 320 \text{ cm}$$

▪ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t' \leq 80$$

On adopte un espacement de : $S_t' = 30 \text{ cm}$

VI.5.6.2.5. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (4.57; 1.6; 8) \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage de la nervure

A_{min} (cm^2/ml)	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal		
	Travée		Appui		S_t (cm)	S_t' (cm)	\varnothing_t (mm)
	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{choisi} (cm^2/ml)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{choisi} (cm^2/ml)			
64	28.92	10T16 + 6T20 = 38.96	28.16	10T16 + 6T20 = 38.96	15	30	8

VI.5.6.2.6. Schéma du ferrailage :

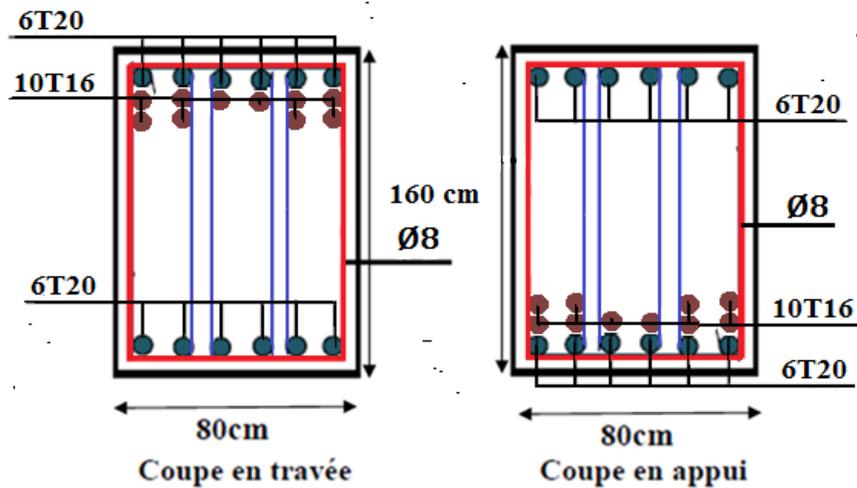


Figure VI.7 : Ferrailage des nervures

Chapitre VII :

ETUDE

MANAGÉRIALE

II.1.Introduction :

Tout projet doit être planifié, quel que soit son importance, sa longueur ou sa complexité, la phase de planification permet de mieux définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques financiers, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet.

Le projet étudié est la réalisation d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un RDC et neuf étages l'ensemble des caractéristiques de cette structure a été établi dans le chapitre I (présentation de l'ouvrage).

Pour ce chapitre en va proposer un planning de réalisation du dit projet pour but de renseigné le devis estimatif du cahier des charges a partir du logiciel de planification et aussi de maitre en évidence des situations pour éviter les problèmes financier.

VII.2.Management de projet:

VII.2.1.Définition :

Le management de projet (appelé aussi gestion de projet) est une activité permettant à une équipe d'atteindre un objectif professionnel. En parallèle, il se révèle être un mode performant de gestion du changement et de transformation de l'entreprise par les projets. (1)

VII.2.2.Le Projet :

Le projet est un ensemble d'actions à réaliser pour satisfaire un objectif défini, dans le cadre d'une mission précise, et pour la réalisation desquelles on a identifié non seulement un début, mais aussi une fin. (2)

- Le management de projet se définit comme l'activité permettant de faire fonctionner ensemble la conception et l'exécution du projet, pour obtenir le résultat attendu sous les 3 contraintes :
- Qualité : Un projet est de bonne qualité si les attentes du client sont satisfaites.
- Délai : Un projet a toujours un délai, donc il faut respecter celui-ci. Respecter celui-ci.
- Coût : Un projet a un coût. Il faut que le chef de projet puisse contrôler en permanence l'évolution des dépenses et contrôler la balance entre les besoins du client et ce qu'il est prêt à payer. (1)

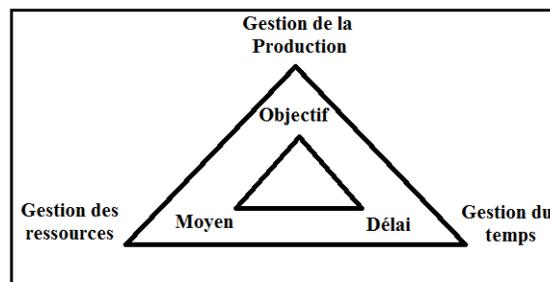


Figure VII.1: Caractéristiques d'un projet.

VII.2.3. Le rôle du manager:

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 informer régulièrement toutes les parties prenantes des progrès du projet.
- Il doit sans cesse évaluer les risques car, aucun projet ne se déroule jamais tout à fait comme prévu. (5)

VII.2.4. Cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Le nombre de phases ainsi que leur appellation peuvent varier d'une application à une autre, d'un domaine d'application à un autre et d'un auteur à un autre. L'ingénieur responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou à la culture d'entreprise. Ces différences ne limitent en aucune façon la validité ni la pertinence du modèle ci-dessous en quatre phases qu'il est proposé à l'ingénieur de suivre. (3)

Les étapes clés qui définissent le cycle de vie sont :

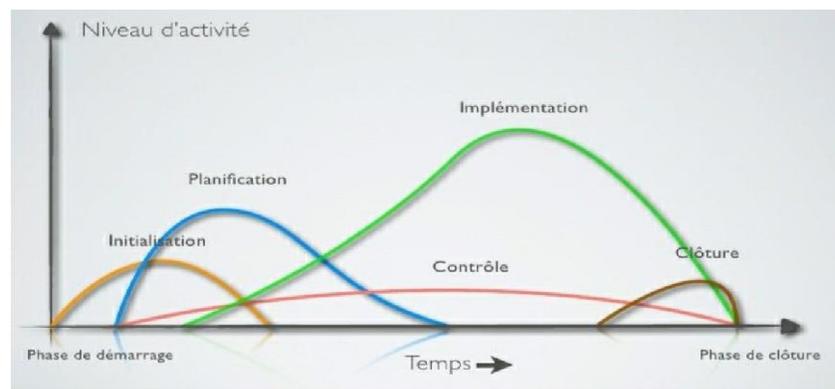


Figure VII.2: Cycle de vie du projet.

- **Phase d'identification :** la demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié en ce qui a trait au produit ou au service à livrer, aux contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation. (3)
- **Phase de définition :** le contenu du projet est défini de façon plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée; les échéances, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites. (3)

Phase de réalisation : Le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur. (3)

Phase de clôture: Le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée. (3)

On distingue différents cycles de vie en fonction d'un projet, non seulement selon les auteurs, mais aussi selon les domaines, comme la construction, la recherche universitaire et le génie logiciel (méthode Scrum). (3)

Remarque : Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous intervenons spécialement dans la première phase de définition pour le contenu technique du projet (Partie étude et calcul), puis nous intervenons dans la phase planification pour déterminer le calendrier, le budget et les ressources nécessaires pour la réalisation de notre projet.

VII.3. Les différents intervenants du projet :

▪ **Le maître de l'ouvrage :**

Personne morale ou physique pour le compte de qui sont exécutés les travaux. le maître de l'ouvrage est responsable de l'ouvrage. (6)

Les missions de maître d'ouvrage sont :

- Choisir un maître d'œuvre.
- Choisir une entreprise de réalisation en collaboration avec le maître d'œuvre.
- Choisir l'organisme de contrôle.
- Choisir l'organisme chargé d'étude de sol. (6)

▪ **Le maître d'œuvre :**

Personne physique ou morale qui pour sa compétence, est chargée par le maître de l'ouvrage de diriger l'exécution du marché et de proposer la réception et le règlement des travaux. (6)

Les missions de maître d'oeuvre sont :

- Réaliser le dossier d'exécution d'un projet.
- Suivi de projet.

▪ **Le contrôleur :**

Personne physique ou morale choisi par le maître d'ouvrage pour exercer l'examen de la conception et de l'exécution des ouvrages réalisés en vue de contribuer à la prévention des aléas techniques. (6)

Les missions d'organisme de contrôle d'étude et réalisation :

- approbation du dossier exécution du projet.
- contrôler les différentes phases d'exécution du projet

▪ **L'entreprise :**

- Effectue les travaux prévus dans le contrat.
- Réalisation du projet suivant les règles de l'act. (6)

VII.4. Planification et ordonnancement :**VII.4.1. Introduction :**

La gestion de projet est une démarche visant à structurer, assurer et optimiser le bon déroulement d'un projet. Il faut mettre en œuvre les outils de l'analyse fonctionnelle, de planification (WBS, Gantt), gérer un budget, motiver et animer l'équipe du projet, maîtriser les risques. Tout cela en conciliant les intérêts du propriétaire et des parties prenantes.

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons fixé comme objectifs de définir le délai et le coût. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons utilisé les outils suivants:

VII.4.1.1. Works breakdown structure (WBS):

La structure de découpage du projet (Works breakdown structure WBS) est une décomposition hiérarchique (orientée vers les livrables) du travail à exécuter par l'équipe du projet, pour réaliser les objectifs du projet et les livrables exigés. Le WBS organise et définit tout le contenu du projet. La WBS est représentée dans l'annexe (C).

VII.4.1.2. Le diagramme de GANTT :

Le diagramme de GANTT permet de réaliser une représentation graphique du déroulement d'un projet et de se rendre compte de son avancement. Ceci en répertoriant toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien.

Ce diagramme permet de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

Notre diagramme de GANTT final de ce projet figure dans l'annexe (D).

VII.5. Les ressource :**VII.5.1. Les ressources humaines :**

Le nombre de groupe affecté au présent projet est de 8 :

Groupe ingénieurs : qui s'occupe de toutes les tâches de l'étude et de suivi dans le projet.

Groupe coffreurs : qui s'occupe de toutes les tâches de coffrage dans le projet.

Groupe ferrailleurs : qui s'occupe de toutes les tâches de ferrailage dans le projet.

Groupe maçons : qui s'occupe de toutes les tâches de bétonnage dans le projet.

Groupe électriciens : qui s'occupe de toutes les tâches d'électricités dans le projet.

Groupe menuisiers : qui s'occupe de toutes les tâches de menuiserie dans le projet.

Groupe enduit : qui s'occupe de toutes les tâches d'enduit dans le projet.

Groupe gardiens : c'est le groupe qui s'occupe de la surveillance du projet.

Chaque groupe est constitué d'un certain nombre d'individus (chef de groupe et manœuvres).

VII.5.2. Les ressources matérielles et matériaux :**Tableau VII.1 : Ressources matériels et matériaux.**

Ressources matériels		Ressources matériaux	
Une grue	Une cabine de chantier	Hourdi	Brique simple
Une bétonnière	Une cintreuse pour les barres d'acier	Bois ou métalliques pour coffrage	Enduit en ciment
Une pelleteuse	Un échafaudage métallique	Fer pour ferrailage	Tôle ondulée (Zinc)
Un malaxeur béton	Une pompe à béton	File d'électricités (1.5 ; 2.5 et 6 mm).	Treillis soudé pour dalle
Panneau d'affichage	Projecteurs électriques	Béton	

VII.6. Utilisation de logiciel de la planification (MS Project) :

Microsoft projet (ou MS Project ou MSP) est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il nous permet de planifier notre projet et pouvoir le piloter, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données par suite. Nous avons fixé comme objectifs, de définir le délai et le cout. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons procéder comme suit :

- Préparation du WBS (Works Breakdown Structures) du projet.
- Identification de no ressources.
- Identifier les taches et affecter des durées aux taches.
- Elaborer un diagramme de Gantt.

Nous avons déjà déterminé les durées des activités, donc ils nous restent que d'identifier et documenter les liens logiques entre les activités de l'échéancier, il existe plusieurs types des liens:

- **Liaison fin-début** : Le démarrage de l'activité successeur dépend de l'achèvement de l'activité antécédente.
- **Liaison fin-fin** : L'achèvement de l'activité successeur dépend de celui de l'activité antécédente.
- **Liaison début-début** : Le démarrage de l'activité successeur dépend de celui de l'activité antécédente.
- **Liaison début-fin** : L'achèvement de l'activité successeur dépend du démarrage de l'activité antécédente.

Nous avons introduit toutes les informations sur logiciel MS Project 2010 et on obtient les résultats suivants :

- ✓ Le début du projet est prévu le : 02/07/2020.
- ✓ La fin du projet est prévu le : 09/05/2024.
- ✓ La durée du projet est de 1407 jours de travail.
- ✓ La durée du projet en mois est d'environ 46mois.

VII.7. Le devis quantitatif - estimatif :

Le DQE (Détail Quantitatif Estimatif) est un document, en principe non contractuel, souvent utilisé dans les accords-cadres à bons de commande destiné à permettre la comparaison des prix. Le montant total de cette pièce de prix résulte de la somme des produits des quantités estimées par les prix unitaires. Il fait partie de l'offre technique et financière dans un marché public. (4)

Le DQE est parfois nommé : Devis estimatif, devis quantitatif estimatif, document quantitatif estimatif, devis descriptif et estimatif détaillé (DDED), simulation financière, commande type ou parfois panier représentatif de commandes, paniers de commandes-types ou même cas pratique pour des marchés publics de prestations intellectuelles. (4)

▪ Méthode de calcul:

Pour réaliser l'ouvrage prévu en respectant le budget contractuel, il est nécessaire de planifier, d'estimer, de budgétiser et de bien maîtriser les coûts du projet.

Pour l'estimation des coûts, il existe plusieurs moyens et plusieurs méthodes :

- Estimation par analogique (Descendante) :

Elle consiste à utiliser le coût réel de projets similaires antérieurs comme base d'estimation du coût du projet actuel.

- Détermination du taux de coût(Ascendante):

Les coûts unitaires de chaque ressource (exemples : salaire horaire du personnel, prix d'un matériau au mètre cube) doivent être connus afin de calculer le coût des activités de l'échéancier.

- Estimation paramétrique :

L'estimation paramétrique est une technique partant d'une relation statistique entre des données historiques et d'autres variables.

- Logiciels de gestion de projet

L'estimation du coût de notre projet à été faite par la méthode la plus fiable, c'est-à-dire on détermine les taux de coût des ressources. (5)

Pour calculer le devis de notre projet, on doit suivre une séquence logique résultante des phases suivantes :

- ✓ **Classification des travaux :** Dans différents groupes de travaux homogènes.
- ✓ **Mesure des travaux :** Consiste à évaluer la juste quantité pour chaque élément du métré nécessaire à la mise en œuvre du projet.

Après la détermination des quantités nécessaires pour la réalisation du bâtiment, on passe à un calcul de devis estimatif, on applique les prix unitaire aux quantités calculées.

Le devis quantitatif-estimatif est résumé dans le tableau suivant, avec :

(PU (DA)) : Le prix unitaire en Dinar Algérien.

(Montant (DA)) : Le montant total en Dinar Algérien.

Tableau VII.2 : Devis estimatif et quantitatif du projet

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	P. U	Montant
1-Infrastructures					
1-1Terrassement					
1.1.1	Débroussaillage, décapage, nivellement pour l'emprise et creusement de la terre	m ³	1140.37	2000.00	2280734.00
1.1.2	Terrassement généraux périphérique autour du bloc en terrain compact dur	m ³	112.158	2000.00	224316.00
1.1.3	Remblai des vides en terre de dépôt. y compris arrosage compactage	m ³	180.767	500.00	90383.50
1.1.4	Remblai sous hérissongage en terre sélectionnée (tuf. stérile)	m ³	460.233	600.00	276139.80
1.1.4	Evacuation des terres excédentaires à la décharge	m ³	245.20	1200.00	294243.48
Sous Total (1)					3165816.78
1-2 Béton en fondation					
1.2.1	Béton de propreté dosé à 150 kg / m ³ ép. =10 cm sous radier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage.	m ³	67.0151	4500.00	301567.95
1.2.2	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour radier y compris coffrage. décoffrage. nettoyage. ferrailage. vibration	m ³	536.1208	27000.00	14475261.60
1.2.3	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour nervure y compris coffrage. décoffrage. nettoyage	m ³	182.8416	27000.00	4936723.20
1.2.5	Herrissonage en pierres sèches ép: 0.20 m sur dalle flottante arrosée et compactée	m ²	289.18	900.00	260262.00
1.2.6	Plate forme de 10 cm d'ép. en béton armé avec treillis soudé (15x15cm). coulée sur herissonage. y compris film polyane	m ²	40.5776	1000.00	40577.60
Sous Total (2)					20014392.35

1-3 Evacuationint et ext					
1.3.1	Fourniture et pose de conduites d'assainissement en PVC U assainissement PN06 à joint. y compris assemblage, jointoiment lit de sable et toutes sujétions de mise en service	ml	36	2800.00	100800.00
1.3.2	Exécution de regard de réception et de jonction des eaux EP. EV et EU en béton légèrement armé. y compris dalle				
	couverture en béton				
	a-dim 0.80m x 0.80m	un	12	10000.00	120000.00
	b-dim 1.00m x 1.00m	un	6	12000.00	72000.00
	c-dim 1.50m x 0.80m	un	6	13000.00	78000.00
Sous Total (3)					370800.00
TOTAL (1)					23551009.13
2-Superstructures					
2-1Superstructures					
2.1.1	B.A pour poteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	662.796	30000.00	19883880.00
2.1.2	B.A pour poutres, chainages et bande noyer dosé à 350 kg/m ³ . y compris coffrage et ferrailage	m ³	427.065	30000.00	12811950.00
2.1.3	B.A pour voile dosé à 350 kg/m ³ . y compris coffrage et ferrailage	m ³	132.759	30000.00	3982770.00
2.1.4	B.A pour dalle pleine dosé à 350 kg/m ³ . y compris coffrage et ferrailage	m ³	36.44445	20000.00	728889.00
2.1.5	B.A pour escalier droit dosé à 350 kg/m ³ . y compris coffrage et ferrailage	m ³	15.026175	30000.00	450785.25
2.1.6	Plancher en corps creux 20 + 5	m ²	5 378.27	15000.00	80674050.00
2.1.7	B.A pour acrotère dosé à 350 kg/m ³ y compris coffrage et ferrailage	m ³	8.52606	25000.00	213151.50
Sous Total (1)					118745475.75

2-2Maçonnerie int et ext :					
2.2.1	Maçonnerie double paroi d'ép 30cm pour mur extérieur:15+10cm. y compris bandeaux. arc. et détail d'architecture suivant plan de façade	m ²	4 432.82	1500.00	6649235.01
2.2.2	Maçonnerie simple paroi en brique de 10 cm	m ²	582.25	1050.00	611362.50
Sous Total (2)					7260597.51
2-3Enduits int et ext :					
2.3.1	Enduits lisse en ciment sur murs extérieurs en 03 phases avec arrêtes. y compris bandeaux. arc. et détail d'architecture suivant plan de façade	m ²	8 865.65	900.00	7979082.01
2.3.2	Enduits en ciment sous plafonds en 03 phases avec arrêtes	m ²	5 621.23	900.00	5059109.70
2.3.3	Enduits en ciment sur murs intérieurs en 03 phases avec arrêtes	m ²	1 164.50	900.00	1048050.00
Sous Total (3)					14086241.71
2-4Revêtement des sols et murs :					
2.4.1	Pose de carrelage granito 25cmx25cm 1er choix	m ²	5 243.23	1500.00	7864849.50
2.4.2	Pose de plinthe 1 ^{er} choix en terre cuite vernissée de h=0.07 m	ml	4 348.00	250.00	1087000.00
2.4.3	Pose de faïence de couleur 20cmx30cm pour cuisine. loggia et WC et SDB	m ²	1 090.24	1800.00	1962430.20
2.4.4	Pose de frise pour faïence pour cuisine. loggia. WC et SDB	ml	301.5	700.00	211050.00
2.4.5	Revêtement en marche et contre marche en plaque de granito d'ép 03 cm	m ²	6 610.00	2800.00	18508000.00
Sous Total (4)					29633329.70

2-5Ouvrages divers :					
2.5.1	Exécution de potager de cuisine 0.60mx2.50 m. comprenant paillasse. jambage. enduits et revêtement en plaque de marbre blanc de 3 cm d'ép	un	65.53	32000.00	2096960.00
Sous Total (5)					2096960.00
2-6Revêtement en tuiles :					
2.6.1	Pose de tuile décorative. y compris toutes sujétions de parfaite exécution	m ²	28.5	5000.00	142500.00
2.6.2	Exécution d'une chape de réglage sous tuile de 7cm d'ép exécutée en micro béton dosé à 350 kg/m ³ . avec arrêtes droites. y compris toutes sujétions	m ²	6 654.00	900.00	5988600.00
Sous Total (6)					6131100.00
2-7Conduits de fumée et ventilation:					
2.7.1	Exécution de souches de cheminée en brique de 10 cm en terrasse. y compris dalle	un	7.5	8500.00	63750.00
2.7.2	Exécution d'une gaine d'évacuation type shunt en brique de 10 cm suivant détail et sujétions de mise en œuvre	ml	115.5	2000.00	231000.00
Sous Total (7)					294750.00
2-8Etanchéité:					
2.8.1	F/P forme de pente en béton	m ²	609.45	1200.00	731340.00
2.8.2	F/P Isolation thermique y compris toutes sujétions de mise en œuvre (polyène. polystyrène....)	m ²	598.96	800.00	479168.00
2.8.3	F/P d'étanchéité multicouche	m ²	598.96	1400.00	838544.00
2.8.4	F/P de relevé d'étanchéité	ml	222	900.00	199800.00
2.8.5	F/P de gravier de protection	m ²	598.96	600.00	359376.00
2.8.6	Etanchéité sous carrelage	m ²	595.96	1000.00	595960.00
2.8.7	F/P de gargouilles	un	9	2000.00	18000.00
2.8.8	F/P de couvre joint vertical en PVC accordéon	ml	60	1600.00	96000.00
Sous Total (8)					2586848.00
TOTAL (2)					180835302.67

3-Menuiserie bois et métallique :					
3-1Menuiserie métallique :					
3.1.1	Fet pose de porte métallique dim 1.40x2.20 pour entrée bloc	un	3	30000.00	90000.00
3.1.2	Fet pose de porte métallique dim 1.10x2.20 pour entrée logement	un	53	20000.00	1060000.00
3.1.3	Fet pose de tube rond Ø 40 mm pour main courante	ml	98.6	1000.00	98600.00
3.1.4	Fet pose de tube rond Ø 40 mm posé sur séchoir	ml	360	1000.00	360000.00
3.1.5	F et Pose d'un ensemble de boîte à la lettre métallique pour 45 lgs	un	45	7000.00	315000.00
3.1.6	Fet pose de trappe d'accès métallique dim 0.80x0.80	un	1	6000.00	6000.00
3.1.7	Fet pose de porte grille métallique pour gaine technique de regroupement des compteurs. suivant détail SONELGAZ	un	4	20000.00	80000.00
3.1.8	Fet pose de porte niche compteur gaz naturel type Sonelgaz	un	36	2500.00	90000.00
3.1.9	Fet pose de porte métallique enroulable pour locale dim 2.40x2.20 pour entrée bloc	un	12	25000.00	300000.00
Sous Total (1)					2399600.00
3-2Menuiserie bois et aluminium :					
3.2.1	Fourniture et pose de porte salon vitrée. double vantaux avec alaise périphérique de largeur 10cm. y compris cadre en bois de 7x7 ; de dim 1.40x2.17	un	45	16000.00	720000.00
3.2.2	Fourniture et pose de porte isoplane avec alaise périphérique de largeur 10cm y compris cadre en bois de 7x7 ; de dim 0.84x2.20	un	207	9000.00	1863000.00
3.2.3	Fourniture et pose de porte isoplane. avec alaise périphérique de largeur 10cm y compris cadre en bois de 7x7 ; de dim 0.74x2.20	un	90	8500.00	765000.00

3.2.4	Fourniture et pose de fenêtre avec persienne. y compris cadre en bois de 7x14 ; de dim 1.20x1.40	un	189	15500.00	2929500.00
3.2.5	Fourniture et pose de deux portes glissantes en aluminium vitrée avec persienne. y compris cadre en aluminium dedim 2x2.20	un	18	13000.00	234000.00
3.2.6	Fourniture et pose de fenêtre sans persienne. y compris cadre en bois de 7x14 ; de dim 0.60x0.60 p/ cage escalier	un	18	7000.00	126000.00
3.2.7	Fourniture et pose de fenêtre. y compris cadre en bois de 7x7 de dim 0.50x0.50 avec ouvrant à bascule p/sdb et wc	un	90	4000.00	360000.00
3.2.8	Fourniture et pose de porte placard sous potager de cuisine. y compris cadre en bois de 7x7; de dim 0.60x2.30	un	45	12000.00	540000.00
3.2.9	Fourniture et pose de porte pour gainetechnique. y compris cadre en bois ; de dim 0.40x1.40	un	45	6000.00	270000.00
3.2.10	F et pose de porte placard. Y compris cadre en bois de 7x7;de dim 2.10x2.30	un	45	400.00	18000.00
Sous Total (2)					7825500.00
TOTAL (3)					10225100.00
4-Electricité :					
4.1.1	F et pose de tableau de distribution pour bureau, locale et logt type F3 et F4 composé de : 01 disjoncteur différentiel 32A 02 divisionnaire 10A pour circuit allumage 02 divisionnaire 16A pour circuit prise	un	64	18000.00	1152000.00
4.1.2	F et Pose d'un ensemble de regroupement de compteur électrique 14 cpt) en bakélite y compris branchement au coffret -C- en 4x25 mm ²	un	45	80000.00	3600000.00

4.1.3	Fet pose de câble 2x6 mm ²	ml	570	300.00	171000.00
4.1.4	Fet pose de fil électrique 1x2.5 mm ² pour liaison du logt au câble de terre	ml	147	40.00	5880.00
4.1.5	Fet pose de boîte de dérivation intérieure 100mm x100mm	un	72	100.00	7200.00
4.1.6	Fet pose de câble en cuivre 1x28 mm ² pour mise à la terre	ml	54	400.00	21600.00
4.1.7	Fet pose de barrette de coupure	un	3	500.00	1500.00
4.1.8	Fet pose de piquet de terre. y compris mise à la terre	un	3	800.00	2400.00
4.1.9	Fet pose d'interrupteur simple allumage	un	252	700.00	176400.00
4.1.10	Fet pose d'interrupteur double allumage	un	36	700.00	25200.00
4.1.11	Fet pose de bouton poussoir pour sonnerie	un	45	700.00	31500.00
4.1.12	Fet pose de sonnerie	un	45	1000.00	45000.00
4.1.13	Fet pose d'interrupteur va et vient	un	72	700.00	50400.00
4.1.14	Installation électrique complète pour la minuterie de la cage d'escalier. y compris minuterie. 06 boutons poussoirs. 05 hublots avec lampe de 100 w. y compris toutes sujétions et disjoncteur unipolaire	for	3	50000.00	150000.00
4.1.15	Fet pose de prise de courant 2P 16A	un	144	700.00	100800.00
4.1.16	Fet pose de prise de courant 2P+T 16A	un	108	750.00	81000.00
4.1.17	Fet pose de prise de courant étanche 2P+T 16A	un	45	800.00	36000.00
4.1.18	Fet pose de lampe à incandescence 60W 220V	un	208	700.00	145600.00
4.1.19	Fet pose d'hublot incandescent étanche pour sdb et séchoir avec lampe de 40W	un	72	1800.00	129600.00
4.1.20	Fet pose d'applique linolithe pour lavabo	un	45	2000.00	90000.00
4.1.21	Fet pose de néon pour cuisine de 0.6 de longueur	un	45	2000.00	90000.00

4.1.22	F/P d'ascenseur y compris bouton. câbles	un	1	12000000.00	12000000.00
TOTAL (4)					18113080.00
5-Plomberie sanitaire :					
5.1.1	Fet pose de lavabo en porcelaine vitrifié. y compris siphon de vidange. raccordement aux chute	un	45	8000.00	360000.00
5.1.2	Fet pose de robinetterie mélangeuse EC.EF pour lavabo	un	45	3000.00	135000.00
5.1.3	Fet pose de siège à la turque avec siphon. y compris raccordement au chute et toutes sujétions	un	45	6000.00	270000.00
5.1.4	Fet pose d'évier avec égouttoir en INOX à une cuve. y compris siphon de vidange. raccordement aux chutes et toutes sujétions	un	45	4000.00	180000.00
5.1.5	Fet pose de robinetterie mélangeuse EC. EF pour évier de cuisine. y compris toutes sujétions	un	45	3000.00	135000.00
5.1.6	Fet pose de baignoire en gré émaillé de dim 1.70x0.70 m . y compris siphon de vidange. raccordement aux chutes et toutes sujétions	un	45	15000.00	675000.00
5.1.7	F et pose de robinetterie mélangeuse EC. EF avec pommote de douche pour receveur de douche. y compris toutes sujétions	un	45	4000.00	180000.00
5.1.8	Fet pose de siphon de sol diamètre 100mm en acier. pour sdb et loggia. y compris raccordement aux chutes	un	90	500.00	45000.00
5.1.9	Fet pose de robinet d'arrêt après compteur diam 15/21	un	45	1000.00	45000.00
5.1.10	Fet pose de vanne d'arrêt général 40/49	un	3	2200.00	6600.00

5.1.11	Fet pose de tuyauterie en acier galvanisé. y compris raccords. coudes colliers et fourreaux en plastique à la rencontre des planchers et murs a-colonne montante diam : 40/49 b-Alimentation intérieure diam : 15/21	ml	79	1300.00	102700.00
		ml	162	650.00	105300.00
5.1.12	Fet pose de tuyauterie en cuivre écroui pour EF et EC. y compris raccord soudé-brasé. démontable sur branchement et collier pour raccordement des appareils sanitaire a-diam : 12/14 b-diam : 14/16	ml	1 152.00	900.00	1036800.00
		ml	36	1100.00	39600.00
5.1.13	F et pose de tuyauterie en PVC gris pour raccordement des appareils sanitaires aux chutes : diam: 40	ml	216	500.00	108000.00
5.1.14	Fet pose de tuyauterie en PVC gris tamponné. y compris toutes sujétions p/ chute descente et fourreaux -EP : diam 110 a-EP : diam 110 b-EV (wc) : diam 110 c- EU. EM (sdb . cuisine) : diam 110	ml	108	800.00	86400.00
		ml	96	800.00	76800.00
		ml	96	800.00	76800.00
5.1.15	Fet pose de robinet de puisage 15/21 au niveau du wc et séchoir	un	72	1200.00	86400.00
5.1.16	Fet et Pose de porte savonnette. porte serviette. glace et tablette p/ lavabo	un	45	2000.00	90000.00
5.1.17	Fet pose de grille d'aération de diam 20 cm au niveau de la cuisine	un	45	300.00	13500.00
TOTAL (5)					3853900.00
5-2Colonne montant gaz naturel					
5.2.1	Fet pose de tuyauterie en cuivre série gaz. y compris coudes. raccords soudure à l'argent. colliers. percement des planchers et fourreaux en plastique à la rencontre des planchers et murs a- colonne montante diam : 26/28 b-Alimentation des logts diam: 20/22	ml	72	2000.00	144000.00
		ml	18	1500.00	27000.00
5.2.2	F& pose de raccord diam : 10/32	un	3	600.00	1800.00

5.2.3	F& pose de raccord diam : 06/20	un	45	1500.00	67500.00
5.2.4	F & pose de tés en cuivre avec soudure et fixation : 28/22/28	un	45	1000.00	45000.00
5.2.5	F & pose de robinet d'arrêt 06/20	un	45	1500.00	67500.00
5.2.6	F & pose d'une grille d'aération 20x20cm pour gaine gaz naturel	un	45	300.00	13500.00
TOTAL (6)					366300.00
6-Peinture vitrerie :					
6.1.1	Peinture vinylique pour murs extérieurs exécutés en 03 couches (couche d'imprégnation + 02 couches de peinture)	m ²	8 685.65	170.00	1476559.94
6.1.2	Peinture vinylique pour murs intérieurs exécutés en 03 couches (couche d'imprégnation+02 couches de peinture). y /c 02 couches d'enduit sous peinture	m ²	5 423.61	170.00	922013.70
6.1.3	Peinture vinylique sous plafond exécutés en 03 couches (couche d'imprégnation+02 couches de peinture). y /c 02 couches d'enduit sous peinture	m ²	2 481.00	170.00	421770.00
6.1.4	Peinture à l'huile pour cuisines. sdb et wc sur mur. y compris 02 couches d'enduit sous peinture	m ²	1 467.00	170.00	249390.00
6.1.5	Peinture à l'huile sous plafond. y compris une couche d'enduit	m ²	480	170.00	81600.00
6.1.6	Peinture à l'huile sur menuiserie bois	m ²	180	170.00	30600.00
6.1.7	Peinture à l'huile sur menuiserie métallique	m ²	112.5	170.00	19125.00
6.1.8	Verre simple d'ep 02 mm pour fenêtres	m ²	213	1500.00	319500.00
6.1.9	Verre martelé pour portes	m ²	30	2000.00	60000.00
6.1.10	Verre armé d'ép 04 mm pour portes métalliques	m ²	4.5	3000.00	13500.00
TOTAL (7)					3594058.64
TOTAL GLOBAL en HT					240538750.44
TVA 07 %					16837712.53
TOTAL en TTC					257376462.97

Montant en lettres :

**DEUX CENT SOIXANTE DEUX MILLIONS HUIT CENT QUATRE VINGT
DIX NEUF MILLE HUIT CENT QUATRE VINGT SEIZE DINARS
ET SOIXANTE SEPT CENTIMES**

VII.8. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons constaté que la planification du projet par le diagramme de Gantt permet de rendre un projet plus simple et plus clair à travers la (WBS) et facilite le suivi du projet au fur et à mesure de son avancement. L'estimation du coût global de notre projet est calculée suivant un devis estimatif et quantitatif.

Grace à la phase de planification et au logiciel de gestion de projet (MS Project 2010), le chef du projet sera en mesure de gérer son projet de façon proactive, en appliquant les règles de gestion de projet.

Enfin, la bonne gestion permettra le bon déroulement de projet et assurera le bon pilotage

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les objectifs de ce mémoire étaient, un dimensionnement détaillé de tous les éléments constitutants, la recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, et l'application du diagramme de GANTT pour cerner le coût global et le délai de ce projet.

En effet, cette étude vise à maîtriser toutes les données et logiciels (SAP2000 ; SAFE2016 ; Auto CAD, MS Project), ainsi que les règlements (RPA99 /version 2003, DTR, BAEL) et les ressources du génie civil ayant un impact direct sur le choix d'une solution adéquate, le budget, les délais, et le scénario de la réalisation, ainsi que sur la qualité et les performances recherchées.

Ce projet nous a permis aussi d'effectuer l'analyse sismique d'un projet de construction d'un bâtiment en béton armé situé en zone de sismicité forte (zone III). Une modélisation 3D sur le logiciel SAP2000 a dû être effectuée, pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Cette structure est contreventée par des voiles qu'il fallait placer aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure.

A cause de l'importance des charges transmises par la structure au sol qui est de faible portance, nous avons considéré l'infrastructure comme un radier général pour obtenir une bonne stabilité de la structure en utilisant le logiciel SAFE2016.

En fin, l'étude managériale de projet nous a permis de faire une planification qui nous a conduit à atteindre les objectifs de délais, et de couts préétablis.

Pour terminer, nous ne prétendons pas avoir résoudre le problème posé dans son intégralité, mais nous sommes, par ailleurs, convaincues que le travail élaboré n'est qu'une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondies.

Merci à tous...

Et Bonne Chance à tous les Prochains Ingénieurs En Génie Civil.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

(1) : Fabien Paupier, Maîtrisez le management de projets pour les mener vers la réussite, 20/01/2021. Disponible à l'adresse<<https://www.appvizer.fr/magazine/operations/gestion-de-projet/management-projet>> .

(2) : AFITEP, Dictionnaire de management de projet [1996], Disponible à l'adresse<<http://ressources.aunege.fr/nuxeo/site/esupversions/abf767af-234b-48ff-b2ec-2488500bc4ef/co/definition.html>> .

(3) : Guide de pratique professionnelle, mai 2011, Disponible à l'adresse<http://gpp.oiq.qc.ca/Start.htm#t=le_cycle_de_vie_d_un_projet.htm>.

(4) : Formations "Répondre aux AO pour les entreprises", Disponible à l'adresse<<http://www.marche-public.fr/Marches-publics/Definitions/Entrees/DQE.htm>> .

(5) : ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT « 2 SOUS SOL + RDC + 9 ETAGES » EN BETON ARME « REZZOUG HANANE NOUR EL HOUDA, HADJILA SOUMIA »

(6) : ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT «SOUS-SOL + RDC + 14 ETAGES» A USAGE D'HABITATION « MERIMI Abderrazek, RAHMOUN Imad ».

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+10) implanté à Alger « Mennaai Wahiba ».

Etude technico-économique d'un bâtiment en béton armé « Sou sol et RDC + 11 étages » «GRITA CHAHINEZ».

Pratique du BAEL 91, Jean Perchat, Jean Roux, 467p, juillet 2005.

Résistances des matériaux, Jean-Claude Doubrère, 162p, juin 2000.

DTR B.C. 2.2, Charges permanentes et charge d'exploitation. Algérie : Ministère de l'urbanisme et de la construction, 1988.

DTR B C 2.48, Règles parasismiques algériennes RPA 99 / Version 2003. Algérie : Ministère de l'habitat, 2003.

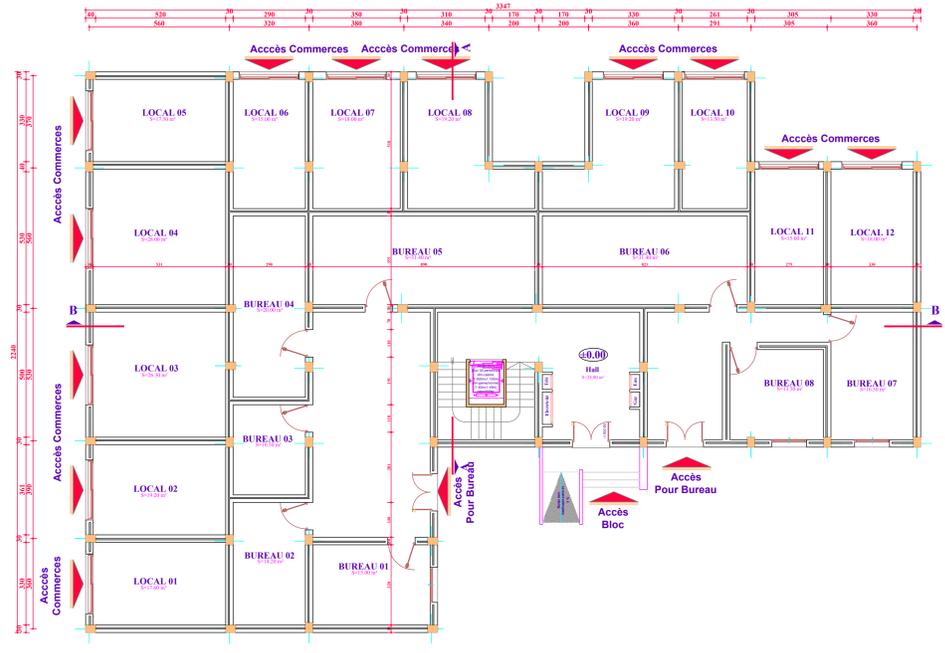
D.T.R. –B.C 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93. Algérie : Ministère de l'habitat, 1993.

DTU associés, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91, deuxième édition, Algérie : Ministère de l'habitat, 2000

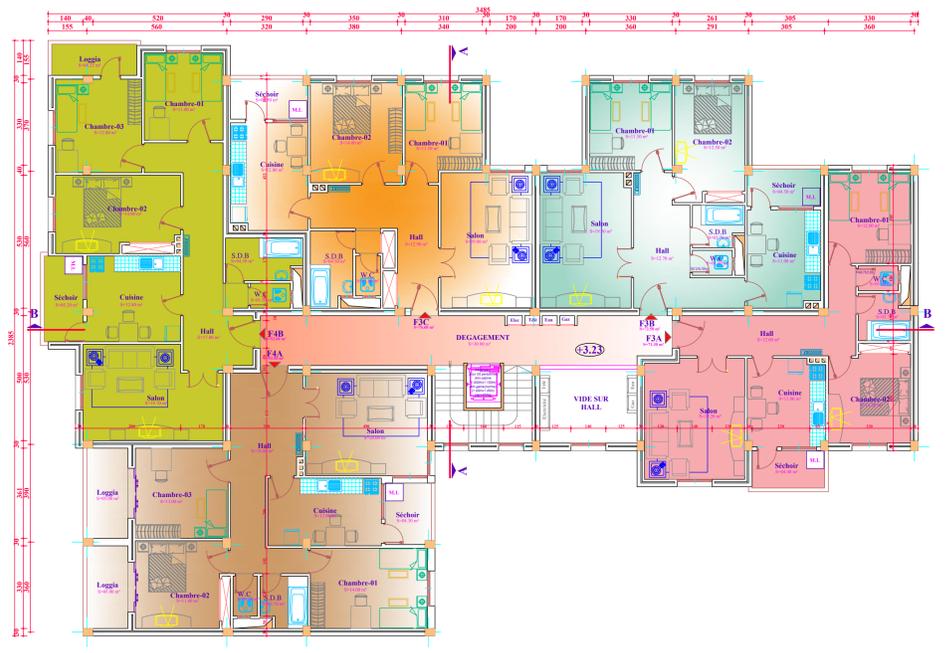
ANNEXE A



PLAN DE REZ DE CHAUSSEE

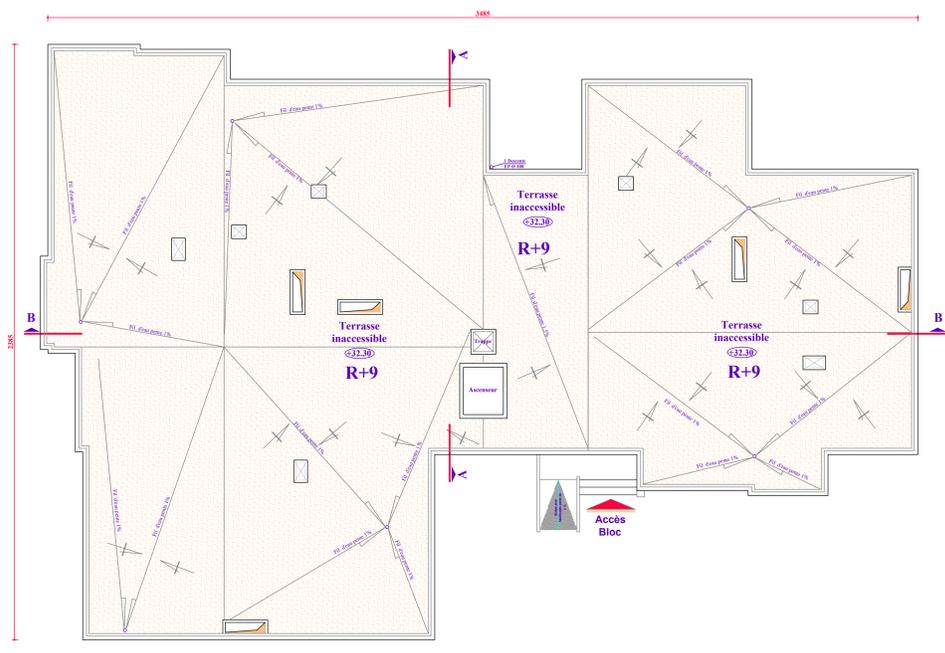


PLAN D'ETAGE COURANT



BLOC ANGLE A1
ECHELLE: 1/100

PLAN DE TERRASSE



FICHE TECHNIQUE

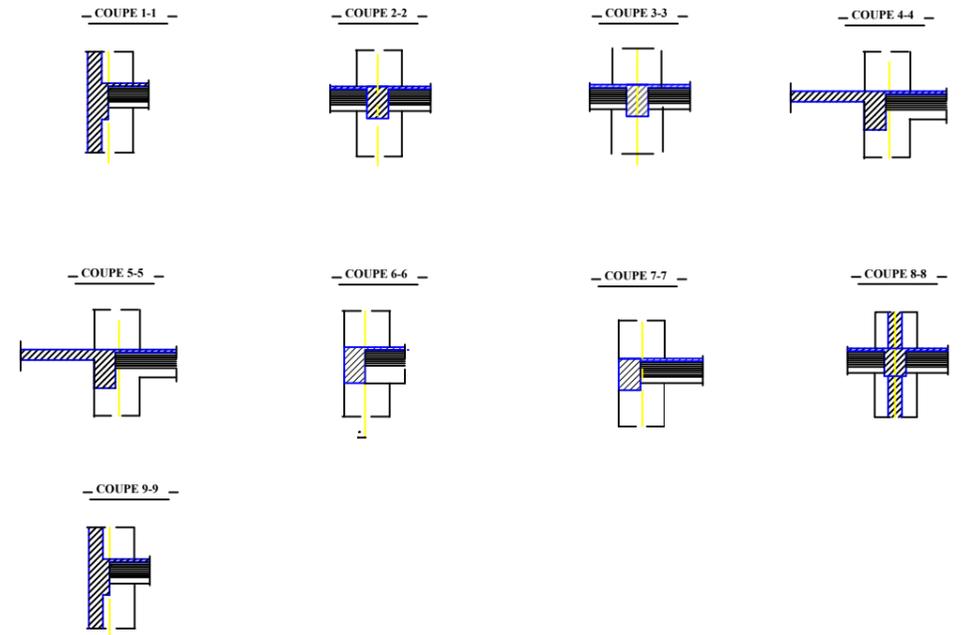
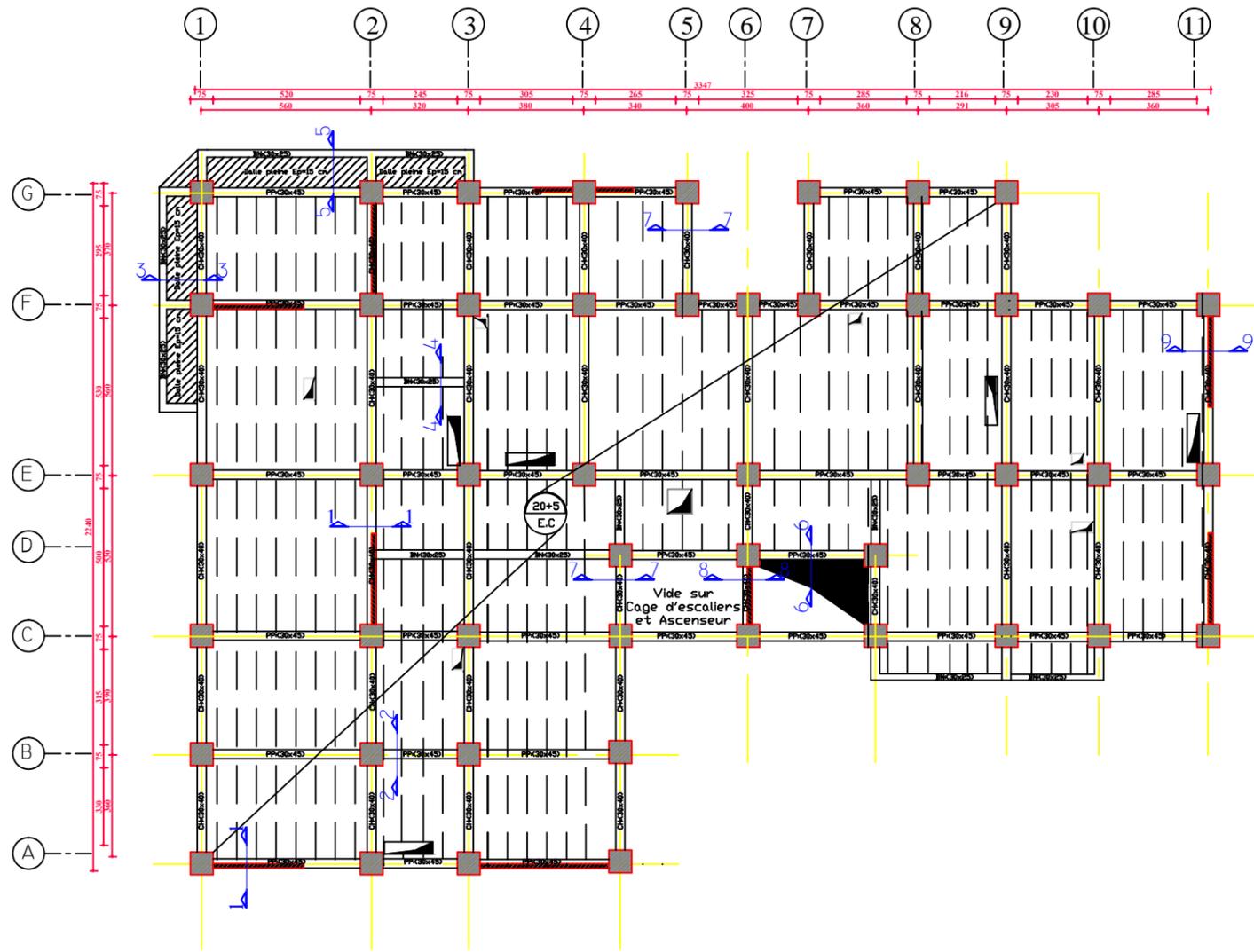
TABLEAU DE SURFACES BLOC A	
Designation	Surface (m ²)
LOGEMENT F3 A	
Hall	12,60
Cuisine	11,00
Chambre 01	12,00
Chambre 02	11,20
Salon	19,20
S.D.B	03,70
WC	01,60
Séchoir	04,40
Surface totale	75,70 m ²
LOGEMENT F3 B	
Hall	12,70
Cuisine	11,00
Chambre 01	11,50
Chambre 02	12,50
Salon	19,50
S.D.B	03,70
WC	01,60
Séchoir	04,50
Surface totale	77,00 m ²

TABLEAU DE SURFACES BLOC A1	
Designation	Surface (m ²)
LOGEMENT F3 A	
Hall	12,60
Cuisine	11,00
Chambre 01	12,00
Chambre 02	11,20
Salon	19,20
S.D.B	03,70
WC	01,60
Séchoir	04,40
Surface totale	75,70 m ²
LOGEMENT F3 B	
Hall	12,70
Cuisine	11,00
Chambre 01	11,50
Chambre 02	12,50
Salon	19,50
S.D.B	03,70
WC	01,60
Séchoir	04,50
Surface totale	77,00 m ²

LOGEMENT F3 C	
Hall	12,90
Cuisine	12,80
Chambre 01	11,50
Chambre 02	14,00
Salon	19,80
S.D.B	04,50
WC	01,60
Séchoir	04,90
Surface totale	82,00 m ²
LOGEMENT F4 A	
Hall	18,00
Cuisine	12,00
Chambre 01	14,00
Chambre 02	11,80
Chambre 03	13,00
Salon	20,00
WC	01,60
S.D.B	03,70
Séchoir	04,30
Surface totale	98,40 m ²
LOGEMENT F4 B	
Hall	17,00
Cuisine	12,80
Chambre 01	11,00
Chambre 02	14,00
Chambre 03	12,00
Salon	19,70
WC	01,60
S.D.B	04,50
Séchoir	05,20
Surface totale	97,80 m ²

BLOC ANGLE A1
ECHELLE: 1/100

ANNEXE B

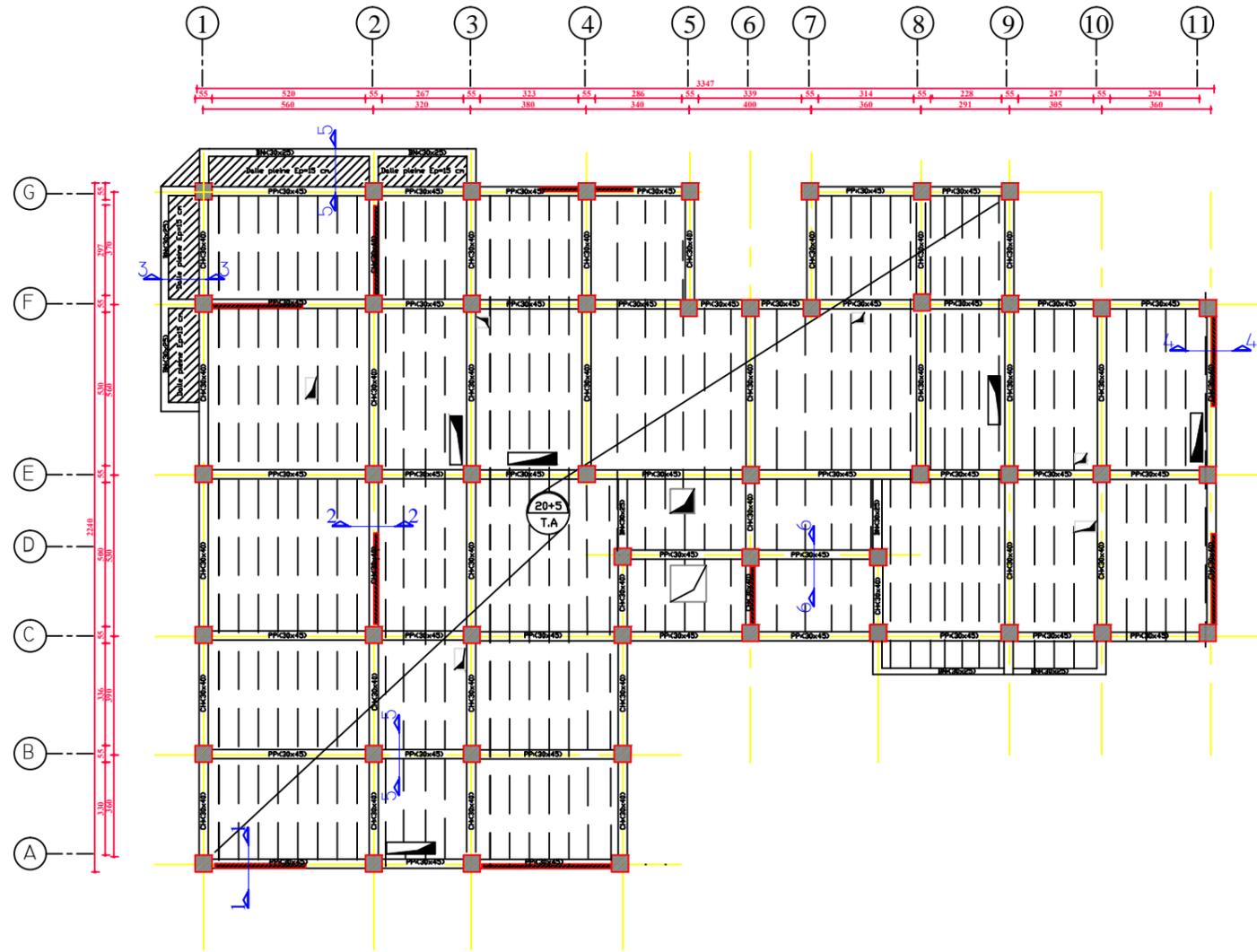


PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT

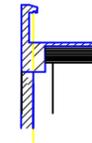
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCEN		
FACULTE DE TECHNOLOGIE		
OPERATION :		
TITRE : MEMOIRE FIN D'ETUDE		
- PLAN COFFRAGE NIV: ETAGE COURANT		
PHASE	DATE	ECHELLE
EXECUTION Béton armé		1/20-1/50
		Planche N°:03
REALISER PAR : ACHEK ALLEDDINE BAHDULTI FATHALLAH		

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

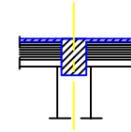
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



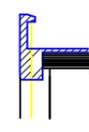
— COUPE 1-1 —



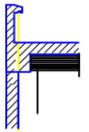
— COUPE 2-2 —



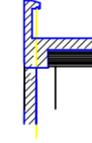
— COUPE 3-3 —



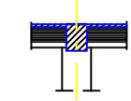
— COUPE 4-4 —



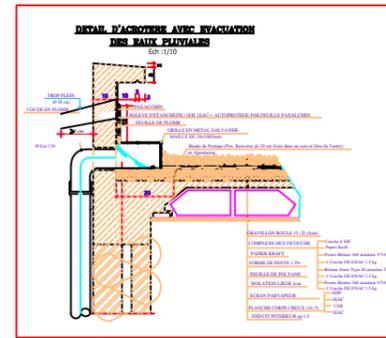
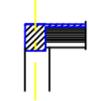
— COUPE 5-5 —



— COUPE 6-6 —

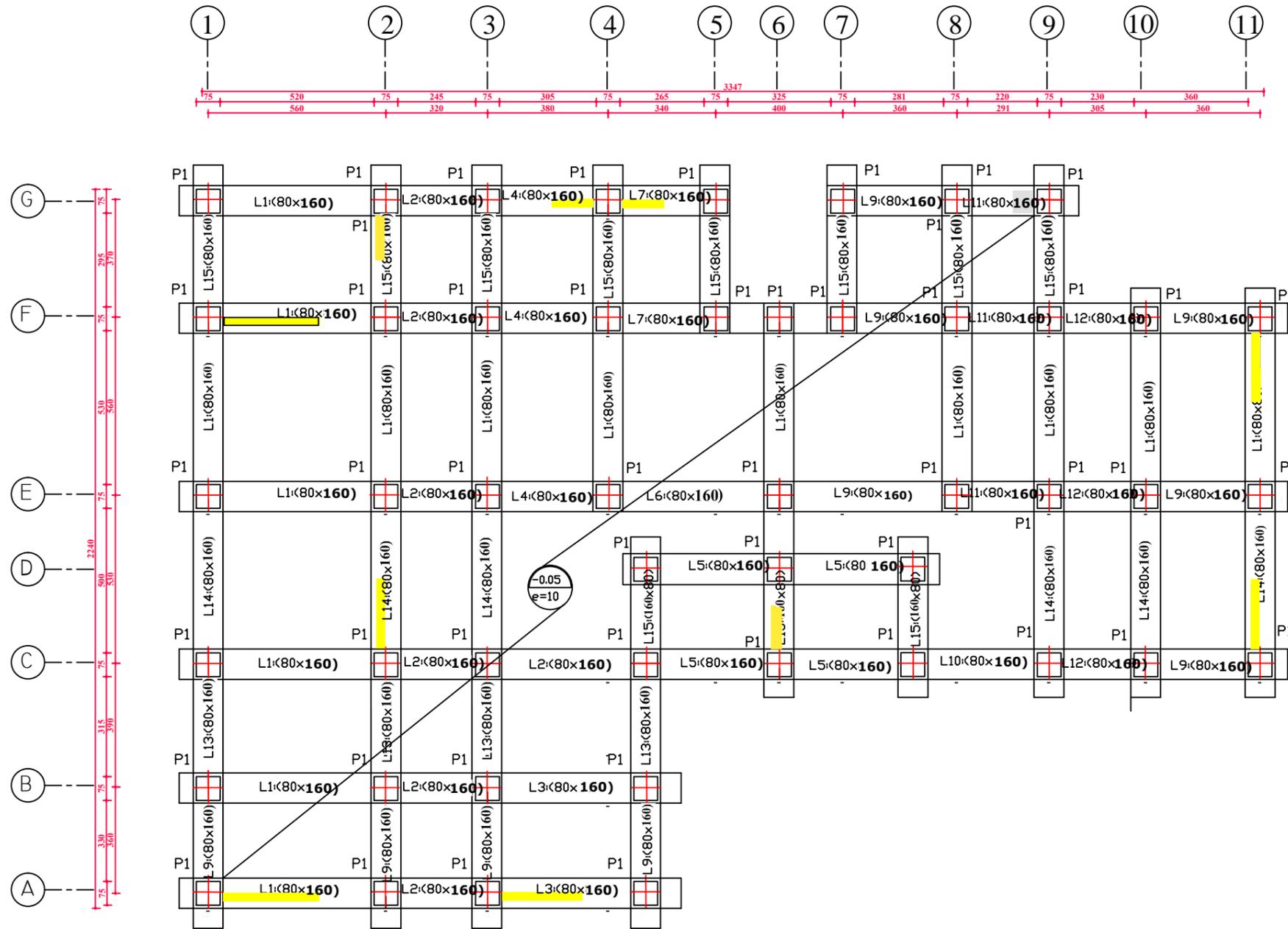


— COUPE 7-7 —



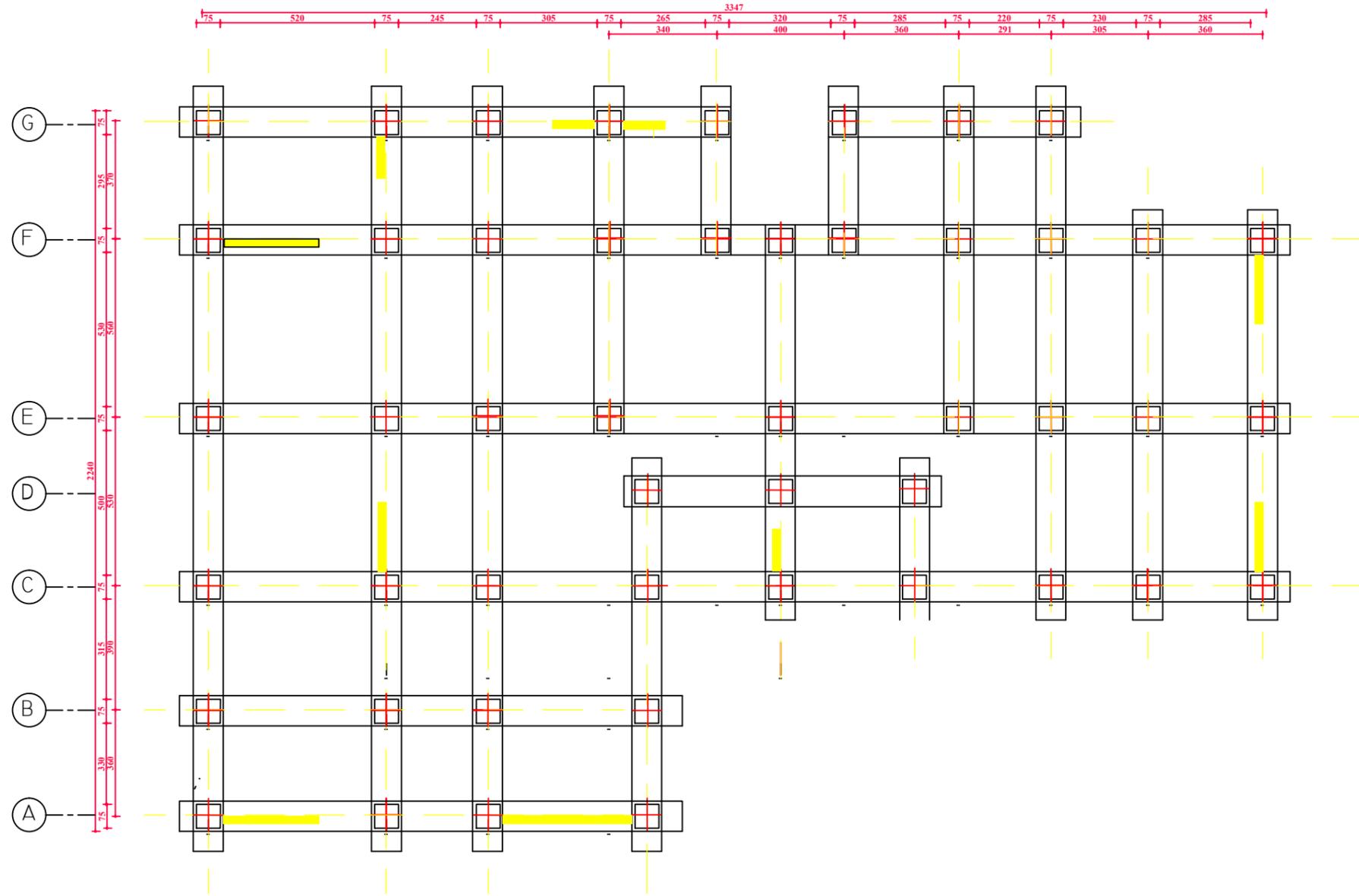
PLAN DE COFFRAGE TERRASSE INNACCESSIBLE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCEN		
FACULTE DE TECHNOLOGIE		
OPERATION :		
TITRE : MEMOIRE FIN D'ETUDE		
- PLAN COFFRAGE TERRASSE INNACCESSIBLE		
PHASE	DATE	ECHELLE
EXECUTION Béton armé		1/20-1/50
REALISER PAR :		Planche N°:04
ACHEK ALLEDDINE BAHLULI FATHALLAH		



PLAN DE COFFRAGE Niv +0.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCCEN		
FACULTE DE TECHNOLOGIE		
OPERATION :		
TITRE : MEMOIRE FIN D'ETUDE		
- PLAN COFFRAGE RADIER NIV: +0.00		
PHASE	DATE	ECHELLE
EXECUTION Béton armé		1/20-1/50
		Planche N°:01
REALISER PAR :		
ACHEK ALLEDDINE BAHLLOULI FATHALLAH		



PLAN DE COFFRAGE RADIER GENERAL

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCEEN
 FACULTE DE TECHNOLOGIE

OPERATION :

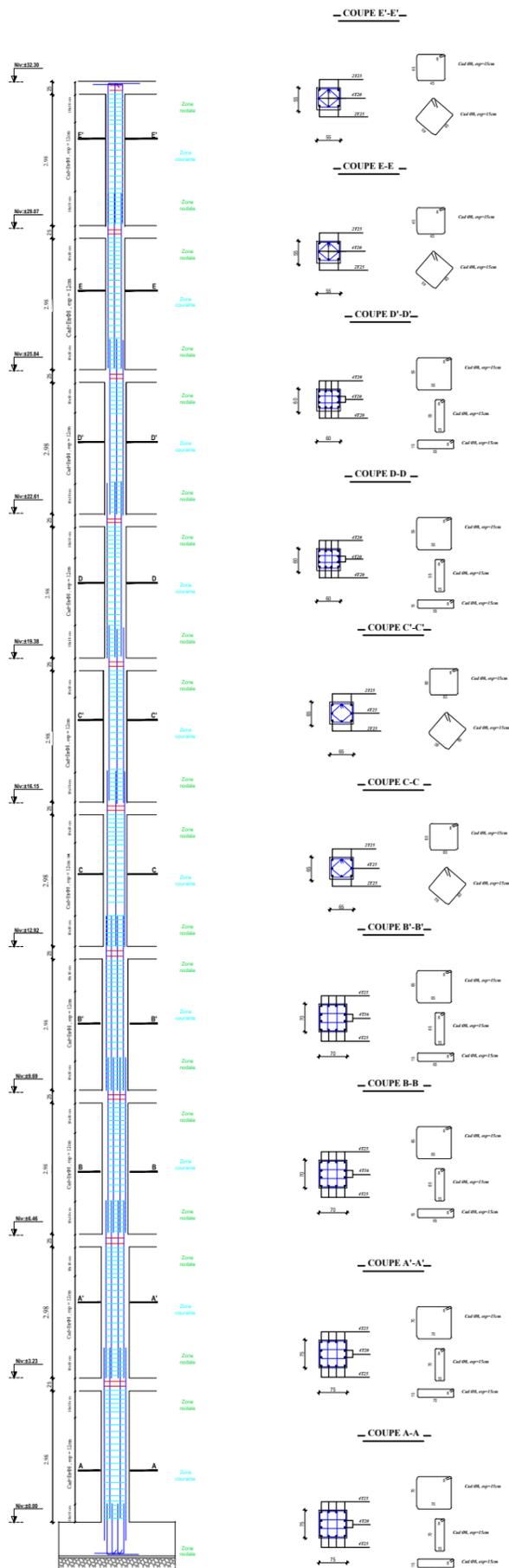
TITRE : MEMOIRE FIN D'ETUDE
 PLAN COFFRAGE NIV: +0.00

PHASE	DATE	ECHELLE
EXECUTION Béton armé		1/20-1/50

Planche N°:02

REALISER PAR :
 ACHEK ALLEDDINE
 BAHLLOULI FATHALLAH

FERRAILLAGE DES POTEAUX



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCCEN

FACULTE DE TECHNOLOGIE

OPERATION :

TITRE : MEMOIRE FIN D'ETUDE

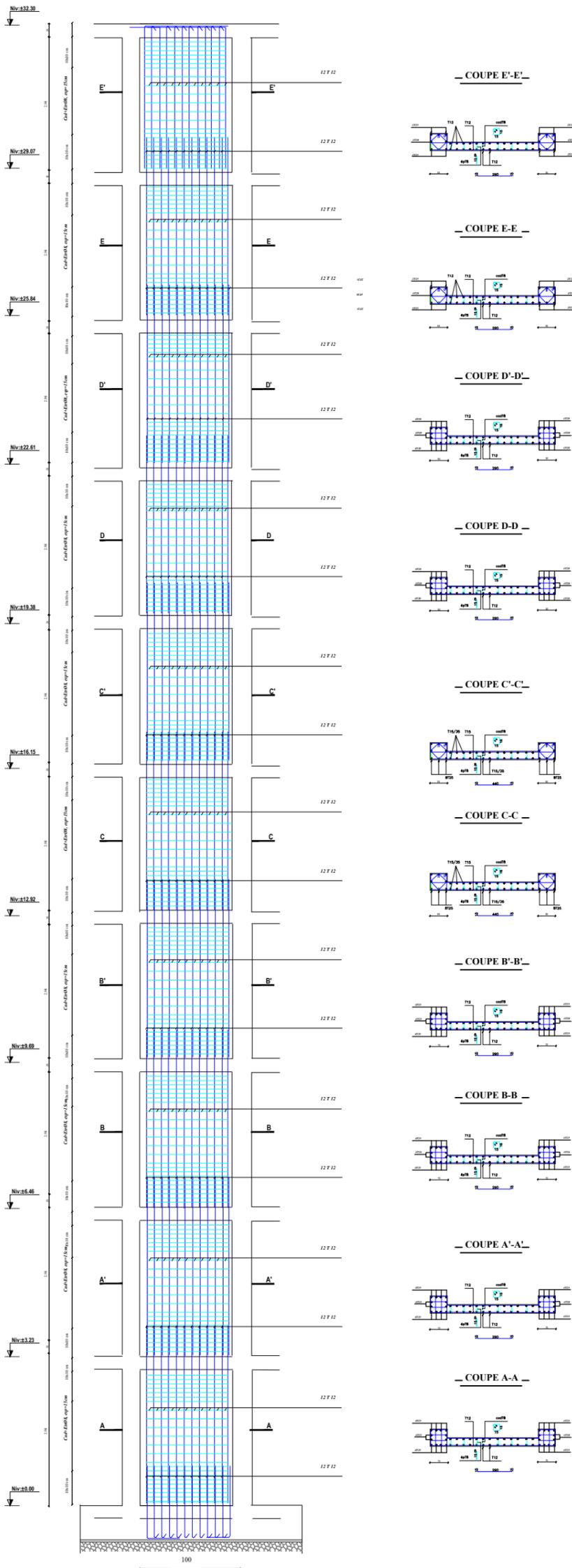
- PLAN FERRAILLAGE DES POTEAUX

PHASE	DATE	ECHELLE
EXECUTION Béton armé		1/20

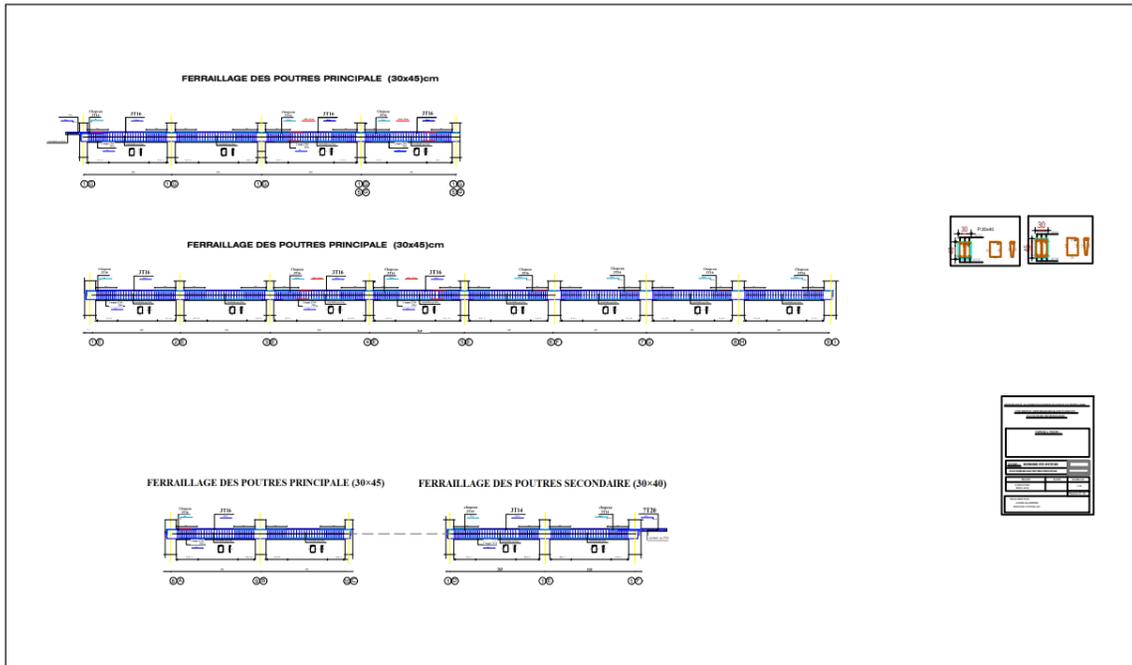
Planche N°:02

REALISER PAR :
ACHEK ALLEDINE
BAHLOULI FATHALLAH

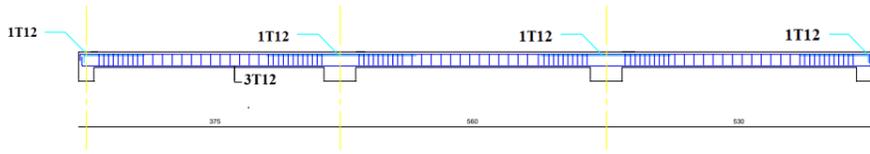
FERRAILLAGE DES VOILES
(15cm×1ml)



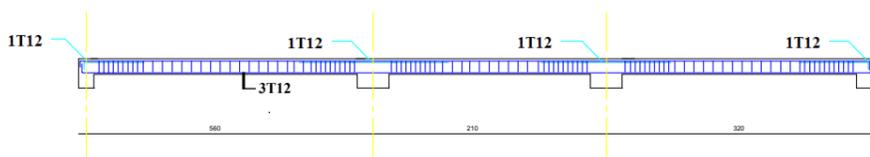
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE ABOUBEKER BELKAID TLEMCEN		
FACULTE DE TECHNOLOGIE		
OPERATION :		
TITRE : MEMOIRE FIN D'ETUDE		
- PLAN FERRAILLAGE DES VOILES		
PHASE	DATE	ECHELLE
EXECUTION Béton armé		1/20
Planche N° 02		
REALISER PAR :		
ACHEK ALLEDDINE BAHLOULI FATHALLAH		



FERRAILLAGE DES POUTRRLLES TERRASSE INACCESSIBLE

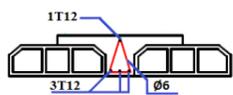


FERRAILLAGE DES POUTRELLES ETAGES COURANT

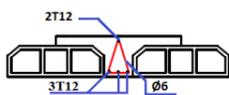


TERRASSE INACCESSIBLE

Travée

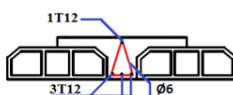


Appui

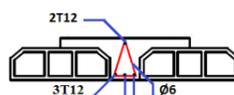


ETAGE COURANT

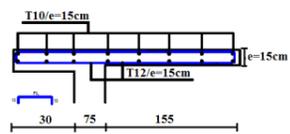
Travée



Appui



DALLE PLEINES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCCEN

FACULTE DE TECHNOLOGIE

OPERATION :

TITRE : MEMOIRE FIN D'ETUDE

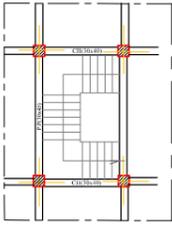
- PLAN FERRAILLAGE DES POUTRELLES

PHASE	DATE	ECHELLE
EXECUTION Béton armé		1/20
		Planche N°:04

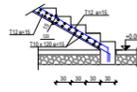
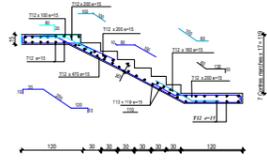
REALISER PAR :
ACHEK ALLEDDINE
BAHLOULI FATHALLAH

FERRAILLAGE DES ESCALIERS

- VUE EN PLAN DE LA CAGE D'ESCALIER -



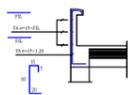
- COUPE DEMARRAGE D'ESCALIER -



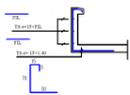
FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

- COUPE ACROTERE -

- TYPE 1 -



- TYPE 2 -



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCEN

FACULTE DE TECHNOLOGIE

OPERATION :

TITRE : MEMOIRE FIN D'ETUDE

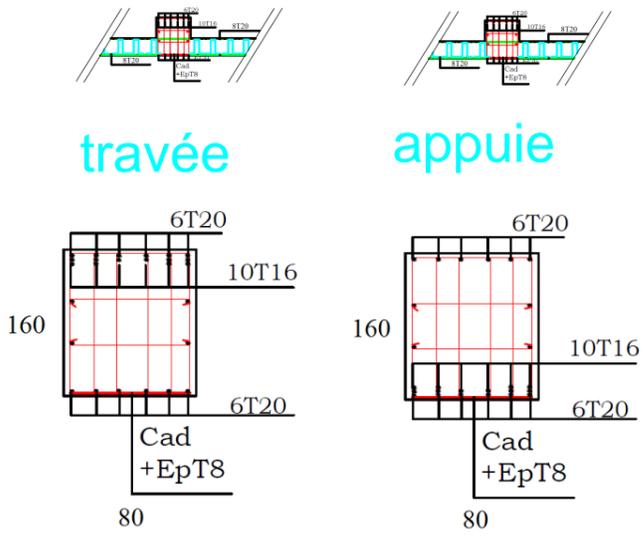
- PLAN FERRAILLAGE DES ESCALIERS

PHASE	DATE	ECHELLE
EXECUTION Béton armé		1/20

Planche N°:05

REALISER PAR :
ACHEK ALLEDDINE
BAHLOULI FATHALLAH

FERRAILLAGE DE RADIER GENERALE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCEN

FACULTE DE TECHNOLOGIE

OPERATION :

TITRE : MEMOIRE FIN D'ETUDE

- PLAN FERRAILLAGE DU RADIER

PHASE	DATE	ECHELLE
EXECUTION Béton armé		1/20
		Planche N°:06

REALISER PAR :
ACHEK ALLEDDINE
BAHLOULI FATHALLAH

ANNEXE C

Construction d'un bâtiment R+9 à BIRKHADEM a Alger

1. Infrastructure

1.1. Terrassement

1.1.1. Évacuations

1.1.2. Fouille de radier

1.2. Assainissements

1.2.1. Creusement des regards

1.2.2. Pose des canalisations

1.2.3. Remblais

1.3. Radier général

1.3.1. Ferrailage de radier + ferrailage de nervure

1.3.2. Coffrage

1.3.3. Bétonnage

1.3.4. Décoffrage

2. Superstructure

2.1. RDC+étages courants

2.1.1. Poteaux et voile

2.1.1.1. Ferrailage

2.1.1.2. Coffrage

2.1.1.3. Coulage

2.1.1.4. Décoffrage

2.1.2. plancher/escalier

2.1.2.1. Ferrailage : PP+CH+BN/poutrelle

2.1.2.2. Coffrage

2.1.2.3. Coulage

2.1.2.4. Décoffrage

3. Corps d'état technique

3.1. Ascenseur

3.2. Électricité

3.3. Plomberie

4. Corps d'état secondaire

4.1. Maçonnerie + finition

4.2. Menuiserie

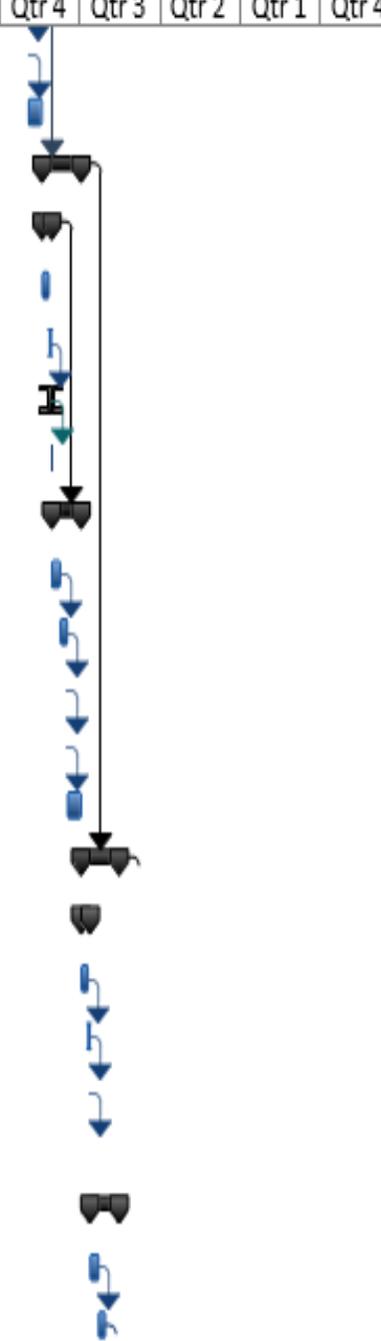
4.3. Revêtement

4.4. Étanchéité

4.5. Peinture

ANNEXE D

ID	Task Name	Duration	Start	Finish	alf	1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Ha	
						Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3
24	décoffrage	1 day	Thu 07/01/21	Fri 08/01/21									
25	Maçonnerie	40 days	Sat 02/01/21	Tue 23/02/21									
26	étage 1	116 days	Wed 24/02/2	Tue 06/07/21									
27	poteaux et voiles	29 days	Wed 24/02/2	Mon 29/03/2									
28	ferraillage poteaux et voiles	20 days	Wed 24/02/21	Thu 18/03/21									
29	coffrage	5 days	Sun 21/03/21	Fri 26/03/21									
30	coulage du béton	1 day	Sat 27/03/21	Sun 28/03/21									
31	Décoffrage	1 day	Sun 06/04/21	Mon 07/04/21									
32	plancher et escaliers	87 days	Mon 29/03/2	Tue 06/07/21									
33	coffrage	25 days	Mon 29/03/21	Mon 26/04/21									
34	ferraillage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Mon 26/04/21	Wed 19/05/21									
35	coulage du béton	1 day	Wed 19/05/21	Thu 20/05/21									
36	décoffrage	1 day	Thu 28/05/21	Fri 29/05/21									
37	Maçonnerie	41 days	Thu21/05/21	Tue 06/07/21									
38	étage 2	114,38 days	Tue 06/07/21	Sun 14/11/21									
39	poteaux et voiles	28 days	Tue 06/07/21	Sat 07/08/21									
40	ferraillage poteaux et voiles	20 days	Tue 06/07/21	Thu 29/07/21									
41	coffrage	6 days	Thu 29/07/21	Thu 05/08/21									
42	coulage du béton	1 day	Thu 05/08/21	Fri 06/08/21									
43	Décoffrage	1 day	Fri 13/08/21	Sat 14/08/21									
44	plancher et escaliers	87 days	Sat 07/08/21	Sun 14/11/21									
45	coffrage	25 days	Sat 07/08/21	Sat 04/09/21									
46	ferraillage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Sat 04/09/21	Mon 27/09/21									



ID	Task Name	Duration	Start	Finish	alf	1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Ha	
						Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3
47	 coulage du béton	1 day	Mon 27/09/21	Tue 28/09/21									
48	 décoffrage	1 day	Tue 28/09/21	Wed 29/09/21									
49	 Maçonnerie	40 days	Wed 29/09/21	Sun 14/11/21									
50	étage 3	116,38 days	Sun 14/11/21	Sun 27/03/22									
51	poteaux et voiles	28 days	Sun 14/11/21	Thu 16/12/21									
52	 ferrailage poteaux et voiles	20 days	Sun 14/11/21	Tue 07/12/21									
50	 coffrage	6 days	Tue 07/12/21	Tue 14/12/21									
51	 coulage du béton	1 day	Tue 14/12/21	Wed 15/12/21									
52	 Décoffrage	1 day	Wed 22/12/21	Thu 23/12/21									
79	plancher et escaliers	87 days	Sat 18/12/21	Sun 27/03/22									
80	 coffrage	25 days	Sat 18/12/21	Sat 15/01/22									
81	 ferrailage PP , CH,poutrelles,escaliers	20 days	Sat 15/01/22	Mon 07/02/22									
82	 coulage du béton	1 day	Mon 07/02/22	Tue 08/02/22									
83	 décoffrage	1 day	Tue 15/02/22	Wed 16/02/22									
84	 Maçonnerie	40 days	Wed 09/02/22	Sun 27/03/22									
85	étage 4	116,38 days	Sun 27/03/22	Sun 07/08/22									
86	poteaux et voiles	28 days	Sun 27/03/22	Thu 28/04/22									
87	 ferrailage poteaux et voiles	20 days	Sun 27/03/22	Tue 19/04/22									
88	 coffrage	6 days	Tue 19/04/22	Tue 26/04/22									
89	 coulage du béton	1 day	Tue 26/04/22	Wed 27/04/22									
90	 Décoffrage	1 day	Wed 03/05/22	Thu 04/05/22									
91	plancher et escaliers	87 days	Sat 30/04/22	Sun 07/08/22									
92	 coffrage	25 days	Sat 30/04/22	Sat 28/05/22									

ID	Task Name	Duration	Start	Finish	alf		1st Half		2nd Half		1st Half		2nd Ha	
					Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3	Qtr 2	Qtr 1	Qtr 4	Qtr 3		
162	Décoffrage	1 day	Sat 10/02/24	Sun 11/02/24										
163	acroter partie 2	47,13 days	Sat 17/02/24	Wed 10/04/2										
164	ferrailage acroter	20 days	Sat 17/02/24	Sun 10/03/24										
165	coffrage	15 days	Mon 11/03/24	Thu 28/03/24										
166	coulage du béton	1 day	Thu 28/03/24	Fri 29/03/24										
167	décoffrage	1 day	Fri 04/04/24	Sat 05/04/24										
168	étanchéité	10 days	Sat 30/03/24	Wed 10/04/24										
169	Corps d'etats secondaire	1024,63 day	Wed 24/02/2	Thu 09/05/24										
170	finition	720 days	Wed 24/02/21	Sat 27/05/23										
171	peinture	540 days	Wed 27/10/21	Thu 06/07/23										
172	menuiserie	270 days	Mon 02/05/22	Mon 06/03/23										
173	plomberie	250 days	Sun 05/06/22	Fri 17/03/23										
174	électricité	260 days	Mon 17/07/23	Thu 09/05/24										

Project: Project pfe
Date: Fri 04/09/21

Task		Inactive Task		Start-only	
Split		Inactive Milestone		Finish-only	
Milestone		Inactive Summary		Deadline	
Summary		Manual Task		Critical	
Project Summary		Duration-only		Critical Split	
External Tasks		Manual Summary Rollup		Progress	
External Milestone		Manual Summary			