

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبو بكر بلقايد

تلمس - ان -

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –  
Faculté de TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil



Mémoire d'obtention du diplôme  
de MASTER en Génie civil  
Option : Structures

Présenté par :

DIB Mohammed

RAIS Ahmed

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT « SOUS SOL, RDC, MEZANNINE+13 ETAGES »  
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE, implanté à Tlemcen**

**Soutenu devant les membres du jury :**

M <sup>me</sup> SMAIL.N.	Présidente
M <sup>me</sup> BENAHCILIF S.	Examinatrice
M <sup>me</sup> BENCHOUK A.	Examinatrice
Mr HOUTI F.B	Encadrant
Mlle MEDJAHED A.	Encadrante

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2017 - 2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## DEDICACES

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études, vous avez toujours été présents à mes côtés pour me consoler quand il fallait. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour vous, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime. Puisse le tout puissant vous donner la santé, bonheur et longue vie afin que je puisse vous combler à mon tour.

A ma chère sœur unique Soumia pour ses encouragements permanents, et son soutien moral.

A mon cher frère unique Hichem, pour son appui et son encouragement,

A mon neveu Majd, qui j'adore

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

A mon ami de toujours et mon binôme DIB Mohammed et sa famille

A mes chers amis KEBBAS Abdelali, OUHASSAINE Zakaria, HOUARI Mohammed, en souvenir de notre sincère et profonde amitié et les moments agréables que nous avons passés ensemble.

A tous les étudiants de la promotion structures 2017/2018

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible.

Merci d'être toujours là pour moi.

*RAIS Ahmed*

## DEDICACES

Je dédie ce travail à :

Ma mère, source de tendresse et d'amour pour son soutien tout le long  
de ma vie.

Mon père qui m'a toujours soutenu et qui a fait tout son possible pour  
m'aider.

Mes frères Abdennour et Yassine et ma sœur Farah, que j'aime  
beaucoup.

Mon binôme RAIS Ahmed, à qui j'avais un grand honneur de travailler  
avec durant toute l'année et à qui je souhaite le succès et le bonheur.

Ma grande famille DIB et la famille de mon binôme RAIS.

Mes chers amis, MIMOU Ahmed, MEGREZ Hamza, MOUS Riyad et  
TOUALA Ismail.

A toute la promotion structures (2017/2018).

*DIB Mohammed*

A decorative border consisting of a repeating floral motif, possibly a stylized rose or carnation, arranged in a rectangular frame around the text.

## REMERCIEMENTS

Au terme de la rédaction de ce projet de fin d'étude, c'est un devoir agréable d'exprimer en quelques lignes, la reconnaissance que nous devons à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près, à l'élaboration de ce travail, qu'ils trouvent ici nos vifs respects et notre profonde gratitude.

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à remercier nos encadrants M. HOUTI Farid Brahim, et M<sup>elle</sup> MEDJAHED Amina, qui ont accepté d'orienter ce modeste travail.

Nous remercions M. MESSAR Abdallah pour ses conseils et pour l'expérience enrichissante, qu'il nous a toujours apportée durant ce travail.

Nos profonds remerciements, nos respects et nos gratitude s'adressent à M<sup>me</sup> SMAIL N. qui nous a fait l'honneur de présider le jury d'examen.

Nos vifs remerciements vont également aux M<sup>me</sup> BENAHCILIF S. et M<sup>me</sup> BENCHOUK A, pour l'intérêt qu'elles ont porté à notre projet de fin d'étude, en acceptant d'examiner notre travail.

J'adresse nos vifs remerciements à nos familles, pour nous avoir donné le goût et l'ambition de faire des études, ainsi qu'à tous les professeurs, au cours de notre scolarité du primaire au master.

## **RESUME**

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons fait une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un sous-sol, rez de chaussée, mezzanine, plus 13 étages, à usage multiple (habitation et commerce). Ce projet est implanté à Kiffane, Wilaya de Tlemcen. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99, version 2003.

Cette étude doit répondre à toutes les exigences des réglementations et recommandations, telle que le RPA99 version 2003, B.A.E.L 91 modifié en 99, C.B.A 93 et aussi le DTR B.C.2.2.

Afin d'assurer une bonne résistance du bâtiment face aux charges verticales et horizontales, on a adopté un système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction.

Vue la faible capacité portante du sol, ainsi que les charges importantes du bâtiment, nous avons préconisé un radier général nervuré.

La réalisation de ce projet nécessite une durée d'environ de deux ans, et un coût de plus de 196 millions de DA pour le bâtiment, et 4 millions de DA pour un appartement.

### **MOTS CLES :**

Bâtiment, étude, RPA 99 version 2003, B.A.E.L 91 modifié en 99, C.B.A 93.

# ABSTRACT

As part of our final project, we made a detailed study of a building consisting of a basement, ground floor, mezzanine, plus 13 floors, multiple use (residential and commercial). This project is located in Kiffane, Wilaya of Tlemcen. This region is classified as seismic zone I according to RPA99, version 2003.

This study must meet all the requirements of the regulations and recommendations, such as the RPA99 version 2003, B.A.E.L 91 modified in 99, C.B.A 93 and also the DTR B.C.2.2.

In order to ensure a good resistance of the building to the vertical and horizontal loads, we adopted a system of bracing mixed gantries / sails with interaction.

Given the low bearing capacity of the soil, as well as the important loads of the building, we recommended a general ribbed raft.

The completion of this project requires a duration of about two years, and a cost of more than 196 million DA for the building, and 4 million DA for an apartment.

## **KEYWORDS:**

Building, study, RPA 99 version 2003, B.A.E.L 91 modified in 99, C.B.A 93.

## ملخص

في إطار مشروع نهاية دراستنا، قمنا بعمل دراسة تفصيلية لمبنى مكون من طابق تحت الأرض، طابق ارضي، طابق أوسط، بالإضافة إلى 13 طابق، للاستخدام المتعدد (السكن و التجارة)، يقع هذا المشروع في منطقة الكيفان بولاية تلمسان. تصنف هذه المنطقة كمنطقة زلزالية رقم I وفقاً للمركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. يجب أن تفي هذه الدراسة بجميع متطلبات اللوائح والتوصيات.

من أجل ضمان مقاومة جيدة للمبنى للأحمال العمودية و الأفقية، اعتمدنا نظاماً مختلطاً مكون من أعمدة، حزم، و حائط مسلح، مع تفاعل.

نظراً لسعة تحمل التربة المنخفضة، فضلاً عن الأحمال الهامة للمبنى، أوصينا بطوف مضلع عام.

يتطلب الانتهاء من هذا المشروع مدة حوالي عامين، وتكلفة أكثر من 196 مليون دج للبناء، و 4 ملايين دج للشقة.

## الكلمات المفتاحية :

المبنى، دراسة، 93 C.B.A، 91 B.A.E.L عدل في 99، 99 RPA نسخة 2003

# SOMMAIRE

Dédicaces

Remerciements

Résumé

Abstract

ملخص

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

1 Histoire du béton armé :.....	1
2 Introduction :.....	1
3. Présentation de l'ouvrage :.....	1
4 Description géométrique du bâtiment : .....	2
5 Conception de l'ouvrage :.....	2
5.1 Ossature :.....	2
5.2 Planchers :.....	2
5.3 Maçonnerie :.....	3
5.4 Local d'ascenseur : .....	3
5.5 Acrotères : .....	4
5.6 Le revêtement :.....	4
5.7 Escaliers :.....	4
5.8 Les fondations : .....	4
6 Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	5
6.1 Béton :.....	5
6.1.1 Résistance caractéristique à la compression :.....	5
6.1.2 Résistance caractéristique à la traction :.....	5
6.1.3 Etats limites : .....	6
6.1.4 Diagrammes contraintes-déformations :.....	6
6.1.5 Module de déformation transversale (Coefficient de poisson) :.....	7
6.1.6 Module de déformation longitudinale :.....	7
6.2 L'acier :.....	8
6.2.1 Contrainte de calcul :.....	9
6.3 Diagrammes des déformations limites d'une section en B.A :.....	9
7 Sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites :.....	10
8 Hypothèse de calcul :.....	11

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

1 Introduction :.....	12
2. Pré dimensionnement :.....	12
2.1 Plancher :.....	12
2.1.1 Plancher corps creux :.....	12
2.1.2 Détermination de la section en té: .....	13
2.2 Les poutres : .....	14
2.3 Les poteaux :.....	16

2.4 Pré-dimensionnement des escaliers :.....	19
2.5 Pré dimensionnement des voiles de contreventement :.....	25
2.6 Pré dimensionnement de la rampe d'accès : .....	26
3 Descente de charges : .....	29
3.1 Plancher étage courant : .....	29
3.2 Plancher terrasse inaccessible :.....	30
3.3 Plancher RDC (commerce): .....	30
3.4 Mezzanine (dépôt):.....	31
3.5 Escaliers :.....	31
3.6 Maçonnerie (G):.....	34
3.7 Dalle pleine étage courant type 1 :.....	34
3.8 Dalle pleine étage courant type 2 :.....	35
3.9 Acrotère : .....	35
4 Conclusion : .....	36

### **CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

1. Introduction : .....	37
2. Etude du plancher :.....	37
2.1 Types des poutrelles : .....	37
2.2. Charges appliquées sur les poutrelles :.....	39
2.3. Calcul des poutrelles : .....	39
2.3.1 Détermination des efforts internes : .....	39
2.3.2 Détermination des armatures longitudinales des poutrelles :.....	47
2.3.3 Détermination des armatures transversales des poutrelles : .....	50
2.3.4. Vérifications :.....	51
2.3.5 Ancrage des armatures :.....	52
2.3.6 Ferrailage de la dalle de compression :.....	53
3 Etude de la poutre noyée : .....	54
3.1 Calcul de la poutre : .....	55
3.1.1 Diagrammes des moments et l'effort tranchant :.....	55
3.1.2 Calcul du ferrailage longitudinal de la poutre :.....	56
3.1.3 Détermination des armatures transversales :.....	58
3.1.4 Vérification de la flèche :.....	59
3.1.5 Ancrage des armatures :.....	60
3.1.6 Schéma du ferrailage de la poutre : .....	61
4 Étude de l'escalier :.....	61
4.1 Combinaisons d'actions : .....	61
4.2 Calcul des escaliers : .....	64
4.2.1 Diagrammes du moment et l'effort tranchant :.....	64
4.2.2 Calcul du ferrailage des escaliers :.....	65
4.2.3 Vérification à ELS :.....	67
4.2.4. Vérification de la flèche :.....	68
5 Étude de la poutre palière : .....	69
5.1 Calcul de la poutre palière : .....	70
5.1.1 Diagrammes des moments et efforts tranchants :.....	70
5.1.2 Calcul du ferrailage longitudinal de la poutre palière :.....	71
5.1.3 ELS :.....	73
5.1.4 Vérification au cisaillement : .....	74

5.1.5 Détermination des armatures transversales :	74
5.1.6 Vérification de la flèche :	75
5.1.7 Ancrage des armatures :	76
5.1.8 Schéma du ferrailage :	76
6 Etude de la rampe d'accès :	77
6.1 Les charges appliquées sur la rampe d'accès :	78
6.1.1 Les combinaisons d'actions :	78
6.1.2 Calcul du moment de flexion :	78
6.2 Détermination du ferrailage :	80
6.3 Section minimale d'armatures :	82
6.3.1 Sens x-x :	83
6.3.2 Sens y-y :	83
6.4 Disposition constructive :	84
6.5 Vérification :	84
6.5.1 Vérification de l'effort tranchant :	84
6.5.2 Vérification à l'ELS :	84
6.5.3 Schéma du ferrailage :	86
7 Etude de l'acrotère :	87
7.1 Actions agissant sur l'acrotère :	87
7.2 Sollicitations :	88
7.3 Calcul du ferrailage :	89
7.4 Vérification de la section d'armature choisie :	90
7.5 Armature de répartition :	91
7.6 Calcul de l'espacement :	91
7.7 Vérification à l'ELS :	91
7.8 Schéma du ferrailage :	93
8 Etude de la dalle pleine :	93
8.1 Introduction :	93
8.2 Dalle pleine type 01 (balcon):	93
8.2.1 Pré dimensionnement :	93
8.2.2 Charges appliquées sur le balcon :	94
8.2.3 Sollicitations :	94
8.2.4 Calcul du ferrailage :	95
8.2.5 Section minimale d'armature :	96
8.2.6 Armature de répartition :	96
8.2.7 Vérification à ELS :	96
8.2.8 Vérification au cisaillement :	97
8.2.9 Zone de recouvrement :	97
8.2.10 Schéma du ferrailage de balcon :	97
8.3 Dalle pleine type 02 :	98
9 Etude de l'ascenseur :	98
9.1 Evaluation des charges :	98
9.2 Vérification de la dalle au poinçonnement :	99
9.3 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	100
9.4 Calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur :	105
9.5 Section minimale d'armatures :	107
9.6 Disposition constructive :	108
9.7 Vérifications :	108
9.8 Vérification à ELS :	109

9.9 Schéma du ferrailage de l'ascenseur : .....	110
10 Conclusion : .....	111

## **CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE**

1 Introduction : .....	112
2 But de l'étude dynamique : .....	113
3. Définition du SAP2000 : .....	113
4 Modélisation de la structure : .....	113
5 Méthodes utilisées pour les calculs : .....	114
6 Méthode statique équivalente : .....	114
6.1 Conditions d'application : .....	114
6.2 Principe : .....	115
6.3 Coefficient d'accélération de la zone A : .....	115
6.4 Coefficient de comportement R : .....	115
6.5 Facteur de qualité : .....	115
6.6 Période empirique : .....	118
6.7 Les différentes dispositions des voiles : .....	118
6.8 Facteur d'amplification dynamique moyen D : .....	122
6.9 Poids totale de la structure : .....	123
6.10 Caractéristique géométrique et massique de la structure : .....	124
7 Calculs nécessaires : .....	127
7.1 Participation massique : .....	127
7.2 L'effort tranchant à la base : .....	128
7.3 La répartition des efforts élastiques en chaque étage : .....	128
7.4 Vérification de l'effort tranchant à la base par la deuxième formule : .....	129
7.5 Les combinaisons d'actions : .....	129
8 Vérifications : .....	130
8.1 Vérification du coefficient de comportement R : .....	130
8.2 Vérification vis-à-vis des déformations : .....	130
8.3 Vérification de l'effet P- $\Delta$ : .....	131
9 Méthodes dynamiques : .....	132
9.1 Conditions d'application : .....	132
9.2 Méthode dynamique modale spectrale : .....	132
9.3 Résultante des forces sismiques de calcul : .....	133
10 Conclusion : .....	134

## **CHAPITRE V : ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

1 Introduction : .....	135
2 Les poteaux : .....	135
2.1 Définition : .....	135
2.2 Combinaisons des charges : .....	135
2.3 Vérification du coffrage : .....	135
2.4 Vérification des sollicitations tangente : .....	137
2.5 Sollicitations à considérer : .....	138
2.6 Calcul du ferrailage longitudinal : .....	139
2.7 Calcul du ferrailage transversal : .....	142
2.8 Zone nodale : .....	144
2.9 Vérification à l'ELS : .....	145
2.10 Schéma du ferrailage : .....	147

3 Les poutres : .....	147
3.1 Introduction : .....	147
3.2 Recommandation du RPA99, version 2003 : .....	147
3.3 Sollicitations dans les poutres : .....	148
3.4 Calcul des poutres principales : .....	148
3.4.1 Détermination des armatures longitudinales des poutres principales : .....	148
3.4.2 Vérification au cisaillement : .....	150
3.4.3 Vérification de la flèche : .....	151
3.5 Détermination des armatures transversales : .....	151
3.6 Longueur minimale de recouvrement : .....	152
3.7 Calcul des poutres secondaires : .....	152
3.7.1 Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires : .....	152
3.7.2 Vérification au cisaillement : .....	154
3.7.3. Vérification de la flèche : .....	155
3.7.4 Détermination du diamètre des armatures transversales : .....	155
3.7.5 Calcul de l'espacement : .....	155
3.8 Longueur minimale de recouvrement : .....	156
3.9 Détermination de la quantité d'armatures transversales : .....	156
3.10 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires : .....	156
3.11 Tableau récapitulatif des poutres : .....	157
4 Vérification des zones nodales : .....	157
4.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux : .....	158
4.2 Détermination du moment résistant dans les poutres : .....	159
5 Voiles : .....	161
5.1 Introduction : .....	161
5.2 Le rôle des voiles de contreventement : .....	161
5.3 Caractéristiques géométriques des voiles : .....	161
5.4 Pré dimensionnement des voiles : .....	162
5.5 Vérification des contraintes tangentielles : .....	162
5.6 Sollicitations : .....	163
5.7 Prescriptions pour le ferrailage des voiles : .....	164
5.8 L'espacement : .....	165
5.9 Diamètre max des armatures : .....	165
5.10 Ferrailage vertical : .....	166
5.11 Calcul du ferrailage longitudinal : .....	170
5.12 Longueur de recouvrement : .....	171
5.13 Schéma de ferrailage du voile : .....	171
6 Conclusion : .....	172

## **CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

1 Introduction : .....	173
2 Hypothèses de calcul : .....	173
3 Semelles filantes : .....	173
4 Définition d'un radier général : .....	174
5 Pré dimensionnement du radier : .....	174
6 Vérifications nécessaires : .....	175
6.1 Vérification au poinçonnement : .....	175
6.2 Vérification de la contrainte du sol : .....	175
6.3 Vérification de la stabilité au renversement : .....	177

6.3.1 Calcul du poids propre du radier : .....	177
6.3.2 Calcul du poids propre du remblai : .....	177
6.3.3 Calcul de la charge N : .....	178
6.3.4 Vérifications : .....	178
6.4 Différentes sollicitations : .....	178
7 Ferrailage du radier : .....	179
7.1 Ferrailage de la dalle : .....	179
7.2 Vérification de la dalle à l'ELS : .....	182
7.3 Vérification au cisaillement : .....	184
7.4 Calcul de l'espacement : .....	184
7.5 Calcul du Ferrailage de la nervure : .....	185
7.5.1 Sens x-x : .....	185
7.5.2 Sens y-y : .....	186
7.6 ELS : .....	187
7.7 Vérification au cisaillement : .....	189
7.8 Calcul de l'espacement : .....	190
7.9 Détermination des armatures transversales : .....	190
8 Schéma de ferrailage du radier : .....	191
9 Etude du voile périphérique (sous -sol) : .....	192
9.1 Dimensions du voile : .....	192
9.2 Evaluation des charges : .....	192
9.3 Coefficient de poussée des terres au repos K0 : .....	192
9.4 Calcul de forces : .....	193
9.4.1 Force due à la poussée du sol: .....	193
9.4.2 Force due à la surcharge q : .....	193
9.5 Combinaisons d'actions : .....	193
9.6 Calcul du moment : .....	193
9.7 Calcul de ferrailage du voile périphérique : .....	194
9.8 Section minimale d'armatures : .....	195
9.9 Choix des armatures : .....	196
9.10 Disposition constructive : .....	196
9.11 Vérification de l'effort tranchant : .....	196
9.12 Vérification à ELS : .....	197
9.13 Schéma de ferrailage du voile périphérique : .....	198
10 Conclusion : .....	199

## **CHAPITRE VII : ETUDE ECONOMIQUE**

1 Introduction : .....	200
2 Qu'est- ce qu'un projet ? .....	200
3 Qu'est- ce que c'est le management de projet ? .....	200
4 Planning stratégique : .....	200
4.1 Définition des besoins : .....	200
4.2 Etablir des objectifs et formuler des stratégies pour atteindre ces objectifs : .....	200
5 Caractéristiques d'un projet : .....	201
6 Cycles de vie d'un projet : .....	202
7 Matrice de priorité : .....	203
8 Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat : .....	203
8.1 PDCS : .....	203
8.1.1 Choix des paramètres et de leurs scores : .....	203

8.1.2 Commentaires :	205
8.1.3 Décision :	205
8.2 Système DBB (conception/soumission/construction) :	205
8.2.1 Définition de système DBB :	205
8.2.2 Avantages du système DBB :	205
8.3 Mode de paiement :	205
8.3.1 Les avantages du mode de paiement « forfait » :	205
9 WBS :	205
9.1 Définition de WBS :	205
9.2 Avantages de WBS :	205
10 Diagramme de Gantt :	206
11 Les ressources :	206
11.1 Ressources humaines :	206
11.2 Ressources matérielles :	206
11.3 Ressources matériaux :	206
12 Estimations du cout et du délai :	207
12.1 Définition de MS Project :	207
12.1.1 Estimation du coût :	207
12.1.2 Estimation du délai :	207
12.1.3 Les résultats :	207
13 Managements des risques :	207
13.1 Introduction :	207
13.2 Objectif de la gestion des risques :	208
13.3 Exemples de risques :	208
13.4 Analyse de risques :	208
14 Conclusions :	208
Conclusion générale :	209
Références bibliographiques :	210
ANNEXE A : Conclusion du rapport géotechnique	
ANNEXE B : WBS	
ANNEXE C : Diagramme de GANTT	
ANNEXE D : Plans architecturaux	
ANNEXE E : Plans génie civil	

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau 1.1 : fe en fonction du type d'acier .....	8
--	---

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Tableau 2.1 : Pré dimensionnement des poteaux .....	19
Tableau 2.2 Dimensionnement des voiles.....	25
Tableau 2.3 : Charges permanentes du plancher étage courant .....	30
Tableau 2.4 : Charges permanentes du plancher de la terrasse inaccessible .....	30
Tableau 2.5: Charges permanentes plancher de RDC.....	31
Tableau 2.6 : Charges permanentes de la mezzanine .....	31
Tableau 2.7: Charges permanentes de la volée de l'escalier type 1 .....	32
Tableau 2.8 : Charges permanentes du palier de l'escalier type 1 .....	32
Tableau 2.9 : Charges permanentes volée1 (escalier type 2).....	33
Tableau 2.10 : Charges permanentes de la volée 2 (escalier type 2).....	33
Tableau 2.11: Charges permanentes palier de l'escalier type 2 .....	34
Tableau 2.12 : charges permanentes du mur double paroi.....	34
Tableau 2.13 : Charges permanentes de la dalle pleine type 1 .....	34
Tableau 2.14: Charges permanentes de la dalle pleine type 2 .....	35

## CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau 3.1 : Les différentes charges appliquées sur les poutrelles.....	39
Tableau 3.2 : Sollicitations à ELU et ELS des poutrelles .....	46
Tableau 3.3 : Ferrailages des poutrelles.....	49
Tableau 3.4 : Efforts appliqués sur la poutre à ELU et ELS .....	56
Tableau 3.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la poutre noyée .....	61
Tableau 3.6 : Efforts appliqués sur les escaliers type 1 et 2 (à ELU et ELS) .....	65
Tableau 3.7 : Ferrailage des escaliers (type 1 et 2).....	69
Tableau 3.8 : Efforts appliqué sur la poutre palière.....	71
Tableau 3.9 : Ferrailage de la poutre palière .....	76
Tableau 3.10: Récapitulatif des surfaces et leurs charges .....	102
Tableau 3.11 : Récapitulatif des moments .....	102
Tableau 3.12 : Ferrailage calculé de la dalle d'ascenseur suivant x.....	107

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Tableau 4.1: Récapitulatif des pénalités .....	117
Tableau 4.2 : Périodes de chaque disposition.....	122
Tableau 4.3 : Choix de la période (R.TALEB, 2008).....	122
Tableau 4.4 : Poids des différents niveaux.....	123
Tableau 4.5 : Cordonnées de centre de torsion.....	124
Tableau 4.6 : Les cordonnées de centre de masse .....	125
Tableau 4.7 : Excentricités théoriques .....	126
Tableau 4.8 : Excentricités accidentelles.....	126
Tableau 4.9 : Excentricités finales .....	127
Tableau 4.10 : Participation massique .....	127
Tableau 4.11 : Répartition des efforts élastiques.....	129
Tableau 4.12 : Vérification des déformations.....	130

Tableau 4.13 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ suivant x.....	131
Tableau 4.14 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ suivant y.....	132
Tableau 4.15 : Récapitulatif des efforts tranchants à la base .....	133

## **CHAPITRE V : ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

Tableau 5.1 : Vérification du coffrage .....	136
Tableau 5.2 : Vérification du nouveau coffrage.....	136
Tableau 5.3 : Vérification des sollicitations tangentes.....	138
Tableau 5.4 : Sollicitations dans les poteaux.....	139
Tableau 5.5 : Ferrailage du RDC dû à plusieurs sollicitations.....	141
Tableau 5.6 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	142
Tableau 5.7 : Ferrailage transversal des poteaux .....	143
Tableau 5.8 : La longueur de la zone nodale .....	144
Tableau 5.9 : Vérification à l'ELS.....	146
Tableau 5.10 : Sollicitations dans les poutres.....	148
Tableau 5.11 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.....	157
Tableau 5.12 : Le moment résistant dans les poteaux .....	158
Tableau 5.13 : Le moment résistant dans les poutres .....	159
Tableau 5.14 : Vérification de la zone nodale .....	159
Tableau 5.15 : Moment résistant des nouvelles sections d'aciers des poteaux.....	160
Tableau 5.16 : Vérification de la zone nodale après augmentation des sections.....	160
Tableau 5.17: Epaisseur du voile .....	162
Tableau 5.18 : Vérification de la contrainte tangentielle .....	162
Tableau 5.19 : Sollicitations des voiles.....	163
Tableau 5.20 : Ferrailage vertical des voiles.....	169
Tableau 5.21 : Ferrailage longitudinal des voiles .....	170

## **CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Tableau 6.1 : Calcul de la surface des semelles filantes.....	173
Tableau 6.2 : Sollicitations du radier.....	179
Tableau 6.3 : Ferrailage de la nervure et la dalle du radier .....	190

## **Chapitre VII : ETUDE ECONOMIQUE**

Tableau 7.1 : Matrice de priorité .....	203
Tableau 7.2 : Paramètres et leurs scores.....	204
Tableau 7.3 : Score de chaque système .....	204
Tableau 7.4 : Ressources matériaux.....	206

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure 1.1: Plan de situation .....	2
Figure 1.2 : Dalle pleine .....	3
Figure 1.3 : Plancher corps creux .....	3
Figure 1.4 : Composante d'ascenseur .....	4
Figure 1.5: Courbe de comportement du béton en compression.....	5
Figure 1.6: Diagramme parabole-rectangle.....	6
Figure 1.7 : Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton.....	7
Figure 1.8 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS .....	7
Figure 1.9 : Diagramme de variation de la contrainte en fonction de l'allongement .....	8
Figure 1.10 : Diagramme de contrainte-déformation.....	9
Figure 1.11: Diagrammes des déformations limites de la section : règle des trois pivots	9

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Figure 2.1: Schéma de la section en té.....	14
Figure 2.2: Dimensions de la poutre principale .....	15
Figure 2.3 : Dimensions de la poutre secondaire .....	15
Figure 2.4 : Dimensions de la poutre palière .....	16
Figure 2.5 : Section du poteau le plus sollicité .....	17
Figure 2.6: Schéma d'un escalier.....	20
Figure 2.7 : Dimensions de l'escalier type1 .....	21
Figure 2.8 : Schéma statique de l'escalier type1 .....	22
Figure 2.9: Dimension de l'escalier type2 .....	23
Figure 2.10 : Schéma statique de la volée 1 et le palier (type 2).....	24
Figure 2.11 : Schéma statique du palier et la volée 2(type 2) .....	24
Figure 2.12: Coupe transversal de la rampe d'accès.....	26
Figure 2.13: Voile RDC .....	26
Figure 2.14 : Dimensions de la poutre suivant x et la longrine.....	28
Figure 2.15 : Dimensions de la poutre suivant y .....	28
Figure 2.16 : Vue en plan de la rampe d'accès.....	28
Figure 2.17: Dimensions de la rampe d'accès.....	29
Figure 2.18 : Coupe de l'acrotère .....	35

## CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure 3.1 : Les types des poutrelles .....	39
Figure 3.2 : Poutrelle type 3 (mezzanine) à ELU .....	40
Figure 3.3 : Diagrammes du moment fléchissant et effort tranchant à ELU de la poutrelle type 3 (mezzanine).....	42
Figure 3.4 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU de poutrelle type 3 (mezzanine) avec sap2000.....	43
Figure 3.5 : Poutrelle type 3 (mezzanine) à ELS.....	43
Figure 3.6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS de poutrelle type 3 (mezzanine) manuellement .....	45
Figure 3.7 : Diagrammes du moment fléchissant et effort tranchant à ELS de la poutrelle type 3 (mezzanine) avec SAP2000.....	46
Figure 3.8 : Coupe en travée (Type 4 RDC).....	54

Figure 3.9 : Coupe en appui (Type 2 RDC) .....	54
Figure 3.10 : Charges appliquées sur la poutre à ELU et ELS .....	55
Figure 3.11 : Ferrailage de la poutre noyée.....	61
Figure 3.12 : Charges sur les escaliers type 1, à ELU et ELS.....	62
Figure 3.13 : charges supportées par le palier et la volée1 de l'escalier type 2 .....	63
Figure 3.14 : Chargement sur les escaliers type 2 à ELU et ELS (volée 2).....	64
Figure 3.15 : Diagrammes des sollicitations appliquées sur les escaliers (Type 1) à ELU et ELS (SAP2000).....	64
Figure 3.16 : Chargement sur la poutre palière à ELU et ELS.....	70
Figure 3.17 : Diagrammes des sollicitations appliquées sur la poutre palière à l'ELU et l'ELS (SAP2000) .....	71
Figure 3.18 : Ferrailage de la poutre palière (coupe en travée et en appui) .....	77
Figure 3.19 : Dimensions de la rampe d'accès.....	77
Figure 3.20 : Section de calcul de la rampe d'accès .....	77
Figure 3.21 : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS (J. PERCHAT et all, 2007) .....	79
Figure 3.22 : Nappe inférieure du ferrailage de la rampe d'accès .....	86
Figure 3.23 : Nappe supérieure du ferrailage de la rampe d'accès .....	87
Figure 3.24 : dimensions de l'acrotère .....	87
Figure 3.25 : Charges appliquées sur l'acrotère.....	88
Figure 3.26 : La section de calcul de l'acrotère .....	89
Figure 3.27 : Coupe transversal de l'acrotère .....	93
Figure 3.28 : Coupe longitudinal de l'acrotère .....	93
Figure 3.29 : Schéma statique de balcon.....	94
Figure 3.30.a) : Vue en plan du balcon .....	97
Figure 3.30.b) : Vue en coupe de balcon .....	98
Figure 3.31: Schéma de la surface d'impact .....	100
Figure 3.32 : Charges concentrées supportées par la dalle .....	101
Figure 3.33 : Les moments de la dalle d'ascenseur à ELU et ELS.....	105
Figure 3.34 : Section de la dalle pleine .....	105
Figure 3.35-a: Nappe inférieure du ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	110
Figure 3.35-b : Nappe supérieure du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	111

#### **CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE**

Figure 4.1-a : Photos de séisme d'El Asnam .....	112
Figure 4.1-b : Photos de séisme d'El Asnam.....	113
Figure 4.2 : Modélisation de la structure sur SAP 2000.....	114
Figure 4.3 : Structure sans voile.....	119
Figure 4.4 : Disposition 1 .....	119
Figure 4.5 : Disposition 2 .....	120
Figure 4.6 : Disposition 3 .....	120
Figure 4.7 : Disposition 4 .....	121
Figure 4.8 : Disposition 5 .....	121
Figure 4.9 : Courbe de spectre de réponse de RPA.....	133

#### **CHAPITRE V : ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

Figure 5.1: Section du poteau.....	140
Figure 5.2 : Zone nodale .....	144
Figure 5.3 : Schéma de ferrailage du poteau RDC (75×75) cm <sup>2</sup> .....	147
Figure 5.4 : Ferrailage de la poutre principale et de la poutre secondaire .....	157

Figure 5.5 : Les moments résistants dans la zone nodale .....	158
Figure 5.6 : Voile pleine .....	161
Figure 5.7 : Diagramme des contraintes (S.E.C).....	166
Figure 5.8 : Diagramme des contraintes (S.P.C).....	168
Figure 5.9 : Vue en plan du ferrailage du voile.....	171
Figure 5.10 : Coupe longitudinale du voile de (coupe A-A).....	172

## **CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Figure 6.1 : Dimensions du radier .....	175
Figure 6.2 : Déplacement maximum selon l'axe Z.....	176
Figure 6.3 : Moment M11 à l'ELU.....	178
Figure 6.4: Moment M22 à ELU .....	179
Figure 6.5: Ferrailage de la nervure du radier dans les deux sens.....	191
Figure 6.6: Ferrailage de la dalle du radier .....	191
Figure 6.7 : Schéma statique du voile périphérique.....	192
Figure 6.8 : Section de calcul du voile périphérique .....	194
Figure 6.9 : Vue en plan du ferrailage du voile périphérique.....	198
Figure 6.10 : Coupe longitudinale du voile périphérique (coupe A-A).....	198

## **Chapitre VII : ETUDE ECONOMIQUE**

Figure 7.1: Caractéristiques d'un projet .....	201
Figure 7.2 : Cycle de vie d'un projet.....	202

## LISTE DES SYMBOLES

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma_{bc}}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma_{st}}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau_u}$	Contrainte ultime de cisaillement
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton
$\sigma_{st}$	Contrainte d'acier
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement
$f_{bc}$	Contrainte de calcul
$f_{cj}$	Résistance à la compression
$f_{tj}$	Résistance à la traction
$f_{c28}$	Résistance caractéristique à 28 jours
$A_{st}$	Section d'armature
$A_r$	Armature de répartition
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité d'acier
$\theta$	Coefficient d'application
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement
$I_x, I_y$	Moments d'inertie
$i_x, i_y$	Rayons de giration
$\mu_u$	Moment ultime réduit
$\alpha$	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre le plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre
$C_p$	Facteur de force horizontal
B	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de la zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
$W_i$	Poids sismique au niveau « i »
$C_T$	Coefficient de période
$\beta$	Coefficient de pondération

## **INTRODUCTION GENERALE :**

La ville de Tlemcen a connu ces dernières années, une croissance démographique importante, ce qui a conduit vers la faible disponibilité de terrain de construction. Dans ce cadre, afin de réduire l'effet de cette croissance, les constructions en élévation sont privilégiées, pour économiser la surface occupée au sol, malgré les difficultés de la réalisation, et le coût de la réalisation élevé.

Dans ce contexte nous allons étudier un bâtiment constitué d'un sous-sol à usage de parking, d'un RDC et mezzanine commerciale et 13 étages à usage d'habitation, sis au faubourg Kiffane, Daira de Tlemcen.

Néanmoins, il faut faire la conception et l'étude de cet immeuble tout en respectant les règlements et les recommandations, de telle manière que ce bâtiment puisse résister aux différents chargements auxquelles il est soumis, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Le travail réalisé dans ce projet de fin d'études, se décompose en plusieurs parties distinctes :

Première partie consiste à faire une présentation du projet, un pré dimensionnement, ainsi que la descente de charges.

Ensuite, dans la deuxième partie, nous allons étudier les éléments secondaires (poutrelles, escaliers, dalles pleines, acrotère).

Par ailleurs, la troisième partie est consacrée à l'étude dynamique de la structure en utilisant SAP2000.

En ce qui concerne la quatrième partie, elle inclue le calcul du ferrailage des éléments composants la structure (poutres, poteaux, voiles, radier général).

Dans la dernière partie, l'étude managériale du projet est présentée.

Enfin, on terminera par une conclusion générale.

# ***CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET***

## **I. 1 HISTOIRE DU BETON ARME :**

Le béton est le mélange d'un liant hydraulique (ciment), de granulats (graviers) et d'eau. L'eau provoque une réaction chimique de prise avec le ciment qui, en durcissant à l'air, lie tous les composants en un ensemble homogène et monolithique.

L'invention du béton armé est attribuée à Joseph Lambot, qui, en 1848, fait flotter une barque en « ciment armé », et à Joseph Monier, qui, indépendamment, produit en 1849 des bacs à fleurs avec ce même matériau. François Coignet construit une première maison en 1855 à Saint-Denis. L'emploi du béton armé dans les structures s'étend dès lors rapidement en France sous l'impulsion d'entrepreneurs et d'ingénieurs tels que Monier, Coignet, Hennebique et Considère. François Hennebique bâtit en 1892 le premier immeuble en béton armé à Paris.

En 1906 paraît la première réglementation s'appuyant sur une méthode de calcul dite aux contraintes admissibles.

## **I. 2 INTRODUCTION :**

L'objectif de l'étude du bâtiment est de pouvoir dimensionner les éléments structuraux (poteau voiles...), pour assurer la stabilité de l'ouvrage aux différentes sollicitations appliquées telle que la résistance de ces éléments qui est basée sur leurs type des matériaux utilisés.

Le béton armé est le matériau de construction le plus utilisé dans notre pays, à cause de ses avantages comme (le coût de construction et la facilité de la réalisation par les ouvriers).

Dans le but de dimensionner convenablement le bâtiment, le calcul de ces éléments de construction est basé sur des règlements et des méthodes comme (BAEL91 et RPA99 modifié en 2003), qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier).

## **I. 3 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :**

Pour mieux situer le contexte du projet, quelques données importantes seront détaillées.

L'ouvrage est situé aux amandiers à Kiffane, pas loin de la DEP, dans le nord de la wilaya de TLEMCEM. Il s'étale sur une surface de 517.4 m<sup>2</sup>, et il est classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié en 2003) dans une zone de faible sismicité (Zone I).

Le projet consiste à la réalisation d'un bâtiment R+13 avec sous-sol, mezzanine à usage multiple :

- Le sous-sol est destiné comme un Parking.
- Le rez-de-chaussée destiné comme un étage commercial.
- La mezzanine se trouve entre le rez-de-chaussée et le premier étage, elle est destinée comme un dépôt.
- Du 1<sup>er</sup> à 13<sup>ème</sup> étages à usage d'habitation de 39 appartements, disposés en 3 logements par étage (deux logements F4 et un F5).



Figure 1.1: Plan de situation

## I. 4 DESCRIPTION GEOMETRIQUE DU BATIMENT :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : 48.78 m
- Hauteur du sous-sol : 2.88 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.06 m
- Hauteur de la mezzanine : 3.06 m
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m

Dimensions en plan :

- Longueur totale : 28.1 m
- Largeur totale : 21.9 m

## I. 5 CONCEPTION DE L'OUVRAGE :

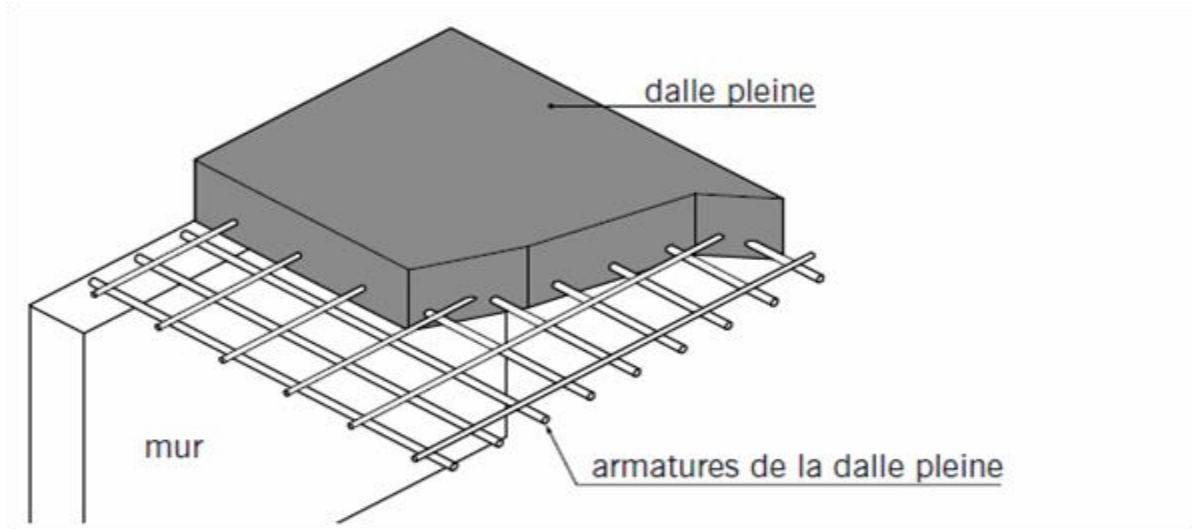
### I. 5.1 Ossature :

La structure de ce bâtiment est en béton armé. Puisque sa hauteur est importante et qui atteint 48.78 m, on a choisi un système de contreventement mixte (portiques et voiles) avec interaction, pour assurer sa stabilité sous l'effet des charges horizontales et verticales. Et ceci en utilisant le RPA 99 version 2003.

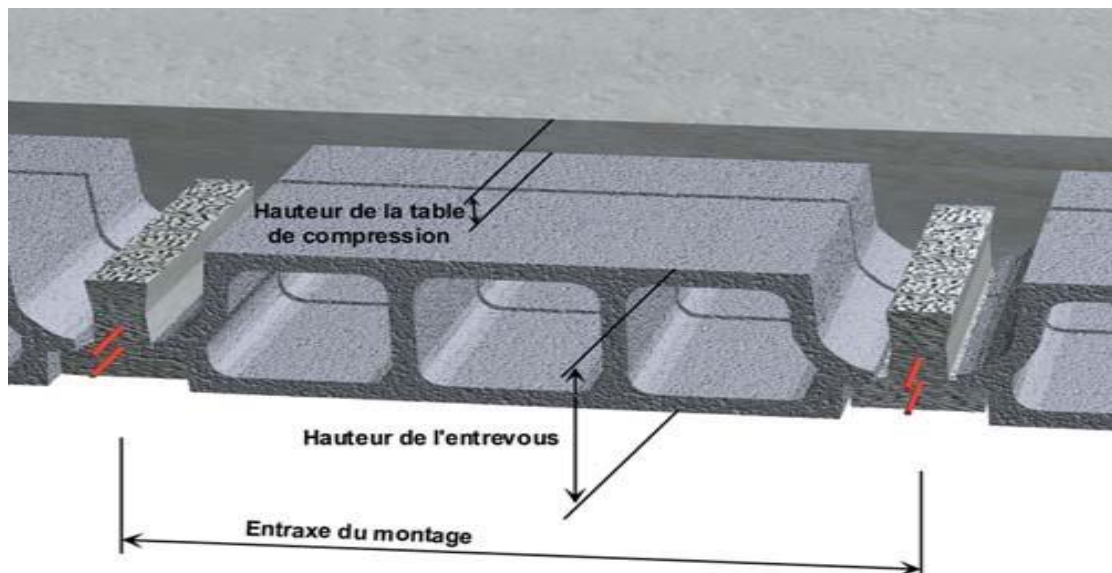
### I. 5.2 Planchers :

On va utiliser deux types de planchers :

- Type1 : corps creux et une dalle de compression (20+5) pour le RDC, mezzanine et étages courants.
- Type2 : dalle pleine pour la dalle d'ascenseurs, et aussi pour les balcons.



**Figure 1.2 :** Dalle pleine



**Figure 1.3 :** Plancher corps creux

### I. 5.3 Maçonnerie :

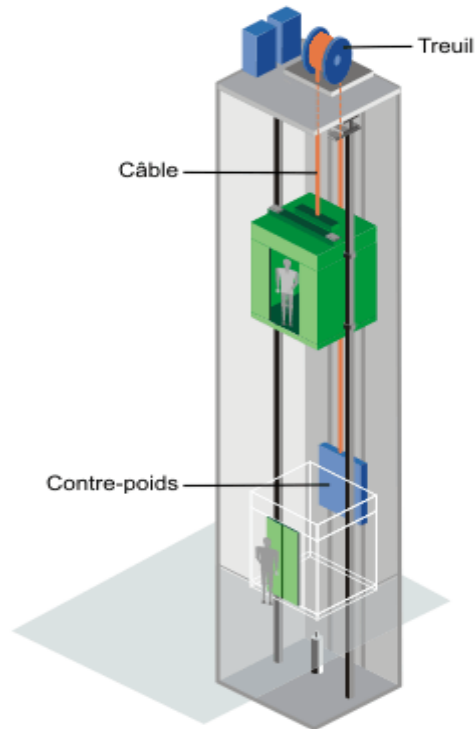
Il existe deux types de murs :

- Murs extérieurs : ils sont réalisés en doubles parois de briques creuses (10cm, 15cm), avec une l'âme de l'air de 5 cm qui serve à l'isolation.
- Murs intérieurs : ils sont réalisés en simple paroi, en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### I. 5.4 Local d'ascenseur :

La hauteur importante de ce bâtiment exige l'utilisation d'un ascenseur.

L'ascenseur est un appareil utilisé principalement pour le transport des personnes d'un étage à l'autre. Il est composé principalement d'une gaine, cabine, contre poids, câbles et la machinerie.



**Figure 1.4 :** composante d'ascenseur

### **I. 5.5 Acrotères :**

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, ce dernier qui se trouve sur toute la périphérie de la terrasse, a une hauteur de 60 cm, et une épaisseur de 10 cm.

### **I. 5.6 Le revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est réalisé par :

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et cloisons.
- Enduit en ciment pour les cloisons du 1<sup>er</sup> à 13<sup>ème</sup> étage.
- Enduit en ciment pour les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Etanchéité multicouche pour la terrasse inaccessible.

### **I. 5.7 Escaliers :**

Les escaliers utilisés pour passer d'un étage à un autre est constitués de deux volées droites et deux paliers intermédiaires. En revanche, pour passer du sous-sol au RDC, il existe deux volées et un seul palier intermédiaire.

### **I. 5.8 Les fondations :**

D'après le rapport géotechnique fournit par le laboratoire LTPO, le terrain prévu est composé de marne, de calcaire et de sable, le tout est masqué par un remblai semi-métrique à métrique, dans un contexte hétérogène.

Cette formation de marne est peu plastique à plastique, et peu compressible. La contrainte admissible est égale à 1.40 kg/cm<sup>2</sup>.

Donc, on va passer par des fondations sur radier général.

## I. 6 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

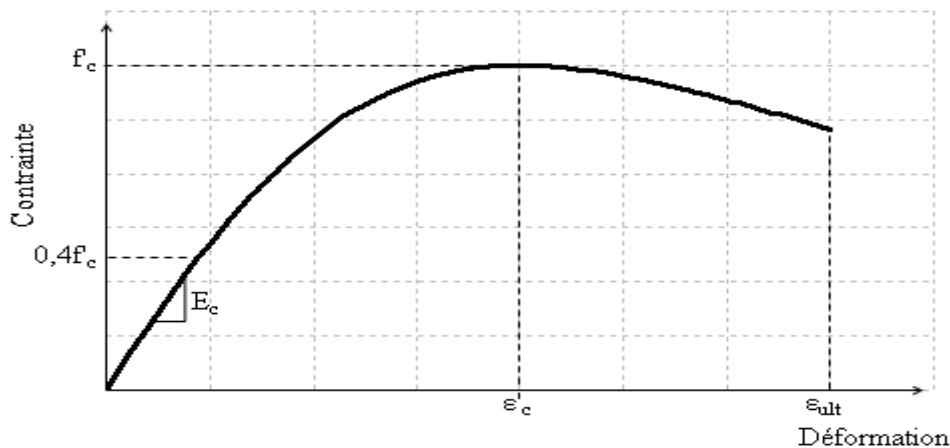
Les caractéristiques mécaniques utilisées pour construire ce bâtiment, doivent répondre aux exigences des règlements Algérien comme le BAEL 91 et le RPA99 version 2003.

### I. 6.1 Béton :

Le béton varie en fonction de la nature des granulats, des adjuvants, des colorants, des traitements de surface, et peut ainsi s'adapter aux exigences de chaque réalisation, par ses performances et par son aspect.

#### I. 6.1.1 Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression. Cette valeur est obtenue en réalisant des essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur (environ 200cm<sup>2</sup> de section). On utilise souvent  $f_{c28}$  (valeur caractéristique spécifiée).



**Figure 1.5:** Courbe de comportement du béton en compression

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPJ 42.5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  Mpa :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  Mpa :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

#### I. 6.1.2 Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par les relations (d'après BAEL 91 modifiée 99) :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275 \times f_{cj} \times 2/3 & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Pour notre projet :

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 \longrightarrow F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

### I. 6.1.3 Etats limites :

Un état limite est un état qui satisfait strictement des conditions (stabilité, déformations admissibles) sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments.

La théorie des états limites considère 2 états limites :

❖ Etat limite ultime :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique.
- De résistance pour les matériaux constitutifs.
- De stabilité de forme : flambement

❖ Etat limite de service :

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- Limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures.
- Limite de compression du béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- Limite de déformation : flèche maximale.

### I. 6.1.4 Diagrammes contraintes-déformations :

❖ Etat limite ultime :

Le diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ ) déformations ( $\varepsilon_{bc}$ ) du béton aux ELU réglementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE- RECTANGLE". Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.

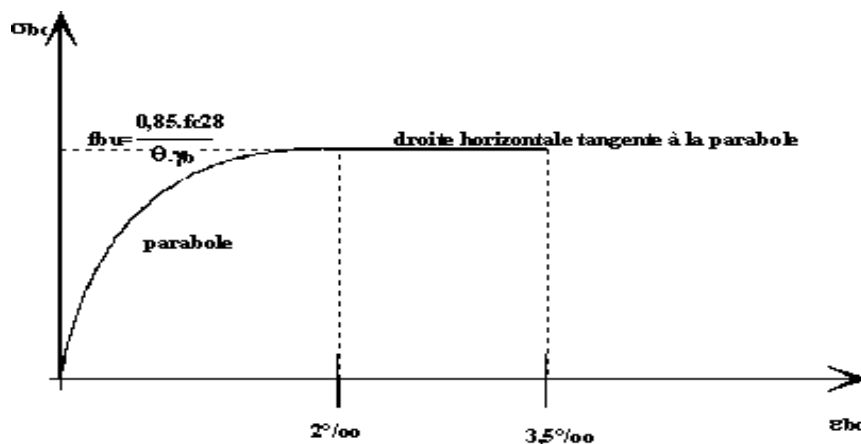


Figure 1.6: Diagramme parabolique-rectangle

- $f_{bu}$  est la valeur de calcul de la contrainte du béton.
- Le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application des charges :
 

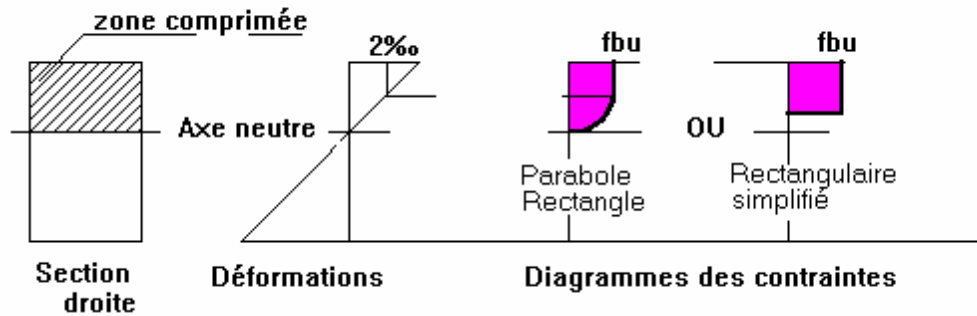
$\theta = 1$	Si durée > 24h
$\theta = 0.9$	Si durée < 24h
$\theta = 0.85$	Si durée < 1h

-  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :  $\gamma_b = 1.5$  (cas courants) et  $\gamma_b = 1.15$  (combinaisons accidentelles).

Si  $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$   $\longrightarrow$   $\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 10^3 \varepsilon_{bc}$  ( $4 \cdot 10^3 \times \varepsilon_{bc}$ )

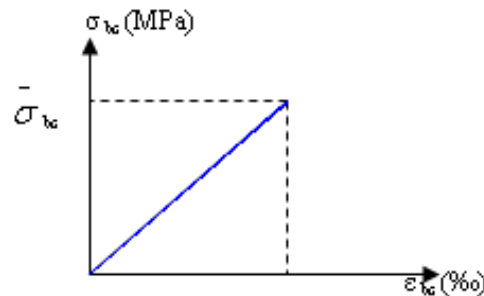
Si  $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$   $\longrightarrow$   $\sigma_{bc} = f_{bu}$

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabole rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié.



**Figure 1.7 :** Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton

❖ Etat limite de service :



**Figure 1.8 :** Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

### I. 6.1.5 Module de déformation transversale (Coefficient de poisson) :

$$v = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

Avec :  $\Delta a/a$  : Déformation relative transversale

$\Delta l/l$  : Déformation relative longitudinale

D'après le BAEL91 :

$$\begin{cases} v = 0.2 & \text{pour ELS} \\ v = 0 & \text{pour ELU} \end{cases}$$

### I. 6.1.6 Module de déformation longitudinale :

❖ Module de déformation instantané :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale,  $E_{ij}$  égal au coefficient directeur de la droite passant à l'origine, du diagramme contraintes – déformations à l'ELS.

D'après le BAEL, la valeur de  $E_{ij}$  à l'âge de  $j$  jours :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3}$$

Dans ce projet, on a  $f_{cj} = f_{c28} = 25$  Mpa, donc  $E_{ij} = 32164,195$  Mpa.

❖ *Module de déformation différé :*

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton nous rajoutent une déformation complémentaire. Cette déformation est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

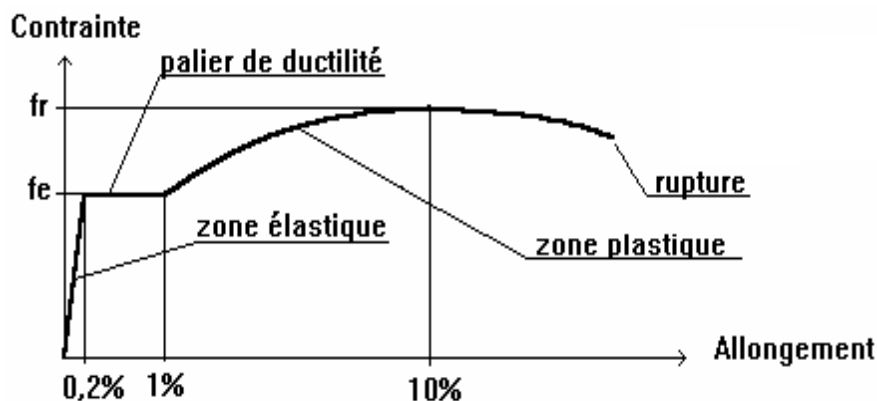
On a  $f_{cj} = f_{c28} = 25$  Mpa, donc  $v_{ij} = 10818.865$  Mpa.

## I. 6.2 L'acier :

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0,25 à 0,40 % de carbone).

Quel que soit le type d'acier utilisé, celui-ci est supposé se comporter également en traction et compression. Il n'y a donc pas de distinction entre la résistance à la traction et à la compression.

Le module d'élasticité longitudinale  $E_s$  est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé, il est pris égal à :  $E_s = 200\,000$  MPa.



**Figure 1.9 :** Diagramme de variation de la contrainte en fonction de l'allongement

On définit donc la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite élastique garantie  $f_e$ . Cette valeur varie en fonction du type d'acier.

❖ *Principales armatures utilisées :*

Les principales armatures utilisées sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau 1.1 :**  $f_e$  en fonction du type d'acier

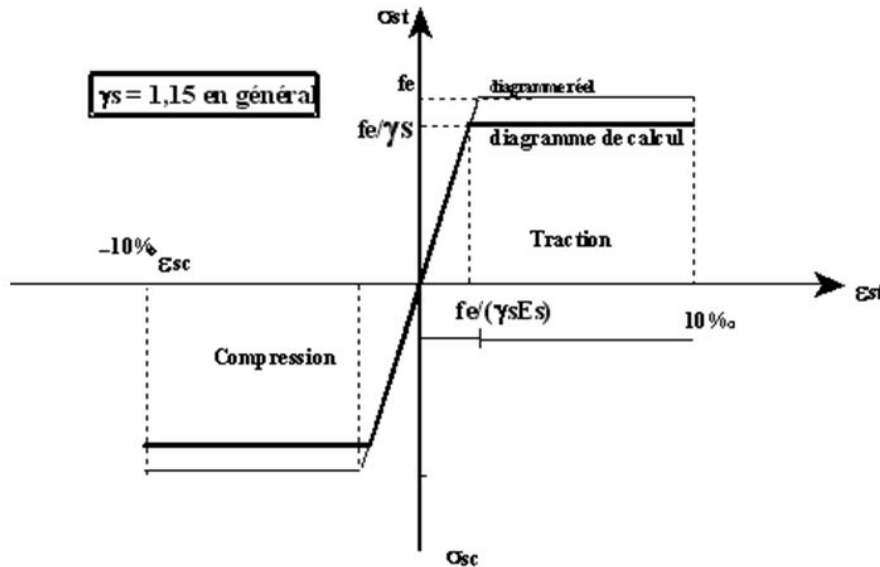
Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérence (HA)		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence (HA)
	Fe E 215	Fe E 235	Fe E 400	Fe E 500	TLE 500	Fe TE 500
$f_e$ (Mpa)	215	235	400	500	500	500

**Remarque :**

- L'acier HA FeE400 est utilisé pour les armatures longitudinales.
- L'acier RL FeE235 est utilisé pour les armatures transversales.

**I. 6.2.1 Contrainte de calcul :**❖ *Etat limite ultime :*

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation ( $\sigma_s - \varepsilon_s$ ) suivant :



**Figure 1.10 :** Diagramme de contrainte-déformation

$\gamma_s$  : c'est un coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{dans le cas accidentel} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{dans le cas courant} \end{cases}$$

❖ *Etat limite de service :*

- Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

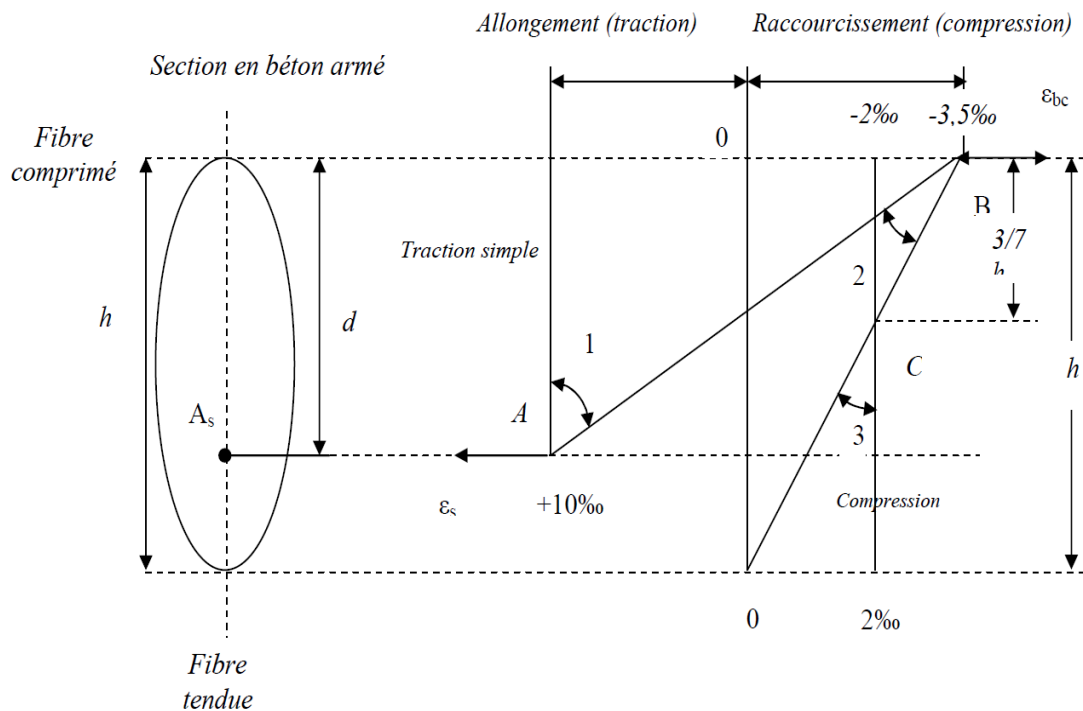
$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \text{Pour les ronds lisses : } \eta = 1 \\ \text{Pour les hautes adhérences dont } \varnothing > 6 \text{ mm : } \eta = 1.6 \end{cases}$$

**I. 6.3 Diagrammes des déformations limites d'une section en B.A :**

On utilise la méthode de trois pivots cités dans le code CBA93, on distingue dans cette méthode trois domaines (1,2 et 3), et trois pivots (A, B et C).

Le diagramme de déformation d'une section (droite) doit obligatoirement passer par l'un des 3 pivots dont la position est donnée dans la figure suivante :



**Figure 1.11:** Diagrammes des déformations limites de la section : règle des trois pivots

- Pivot (A), région 1 :

Allongement de l'acier le plus tendue :  $\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$ .

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- Pivot (B), région 2 :

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée :  $\varepsilon = 3,5 \times 10^{-3}$ .

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- Pivot (C), région 3 :

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance  $3h/7$  de la fibre la plus comprimée :

$$\varepsilon_{bc} = 2 \times 10^{-3}$$

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

## I. 7 SOLLICITATION DE CALCUL VIS-A-VIS LES ETATS LIMITES :

- ❖ ELU :

On utilise la relation suivante pour déterminer les sollicitations :

$$1.35G + 1.5Q$$

Mais le règlement parasismique algérien exige de prendre en considération de forces horizontales dues au séisme :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \text{ (Pour les poutres).} \\ G + Q \pm 1,2 E \text{ (Pour les poteaux).} \end{cases}$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

- ❖ ELS :

On utilise la combinaison d'actions suivante :  $G+Q$ .

**I. 8 HYPOTHESES DE CALCUL :**

Dans cette étude les hypothèses de calcul choisies sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa
- La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2,1$  MPa
- Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10818,865$  MPa
- Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164,195$  MPa
- Limite d'élasticité des armatures longitudinales :  $f_e = 400$  MPa [Haute adhérence].
- Limite d'élasticité des armatures transversales :  $f_e = 235$  MPa [RL].

## **CHAPITRE II**

# **PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES**

### **1 Introduction :**

Le pré dimensionnement est une étape importante, se fait à partir des règles du BAEL91 et le RPA99 version 2003, consiste à déterminer les différentes dimensions de façon économique, comme la section des poteaux, des poutres, l'épaisseur des voiles et les dalles pleines pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Donc 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, poutrelle, poutres et poteaux, et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

### **2. PRE DIMENSIONNEMENT :**

#### **2.1 Plancher :**

Les planchers sont des éléments horizontaux positionnés sur les poutres et réalisés pour résister les différentes charges d'exploitation et les charges permanentes (revêtement de sol, cloison.....) et les retransmis aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les planchers utilisés dans ce projet sont en corps creux à cause de ces avantages :

- Facilité de la réalisation.
- Le projet est un bâtiment à usage multiple et les portées ne sont pas très importantes.

En revanche, dans quelques parties on ne peut pas utiliser le corps creux, donc on va utiliser des dalles pleines, et ceci pour les consoles et la dalle d'ascenseur.

Pour le pré dimensionnement on utilise BAEL91, CBA93 et RPA99 version 2003.

#### **2.1.1 Plancher corps creux :**

Un plancher en corps creux est composé de :

- Corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (16 ou 20 cm de hauteur).

- Poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression (5 cm d'épaisseur).

Pour déterminer l'épaisseur de ce plancher, on utilise cette condition de flèche :

$$h_p \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Selon C.B.A.93})$$

Où :

L : la plus grande portée entre nu, entre poutre principale.

$h_p$  : L'épaisseur du plancher

$$L = 5.2 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad h_p \geq \frac{519}{22.5} = 23.06 \text{ cm}$$

$h_p \geq 23.06 \text{ cm}$ , donc on choisit une hauteur de plancher de (20+5) cm.

Donc :

$$h_p = 25 \text{ cm}$$

20 cm pour le corps creux, et 5 cm pour la dalle de compression.

### II. 2.1.2 Détermination de la section en té :

La section en té a les caractéristiques géométriques suivantes :

La largeur de la table de compression est égale à :  $b = b_0 + 2 \times b_1$

Avec :  $8 \leq b_0 \leq 14$ , on prend  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

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

L : la plus petite portée des poutrelles

$b = 65 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $L_{\min} = 405 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{65 - 12}{2}; \frac{405}{10}\right)$$

$$b_1 = \min(26.5; 40.5)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

Le minimum de  $b_1$  doit être vérifié les conditions de RPA99 V2003 suivantes :

- Première condition :

$$b_1 \leq b - \frac{b_0}{2} \quad \longrightarrow \quad 26.5 \leq 65 - \frac{12}{2} = 59 \quad \longrightarrow \quad 26.5 \text{ cm} < 59 \text{ cm}$$

Donc la condition est vérifiée.

- Deuxième condition :

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad 26.5 < \frac{550}{10} = 55 \quad \longrightarrow \quad 26.5 \text{ cm} < 55 \text{ cm}$$

Donc la condition est vérifiée.

- Troisième condition :

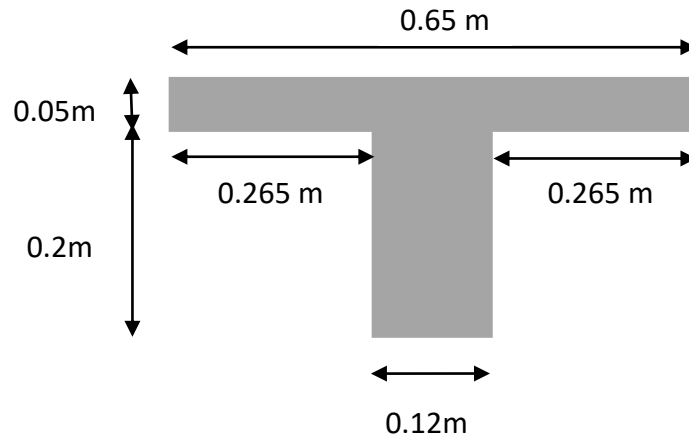
$$b_1 \leq \min(6h_0; 8h_0) = \min(6 \times 5; 8 \times 5) = \min(30; 40) \quad \longrightarrow \quad 26.5 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Donc la condition est vérifiée.

On remarque que toutes les conditions du RPA sont vérifiées.

- ❖ Schéma de la section en té :

Le schéma de la section en té est représenté sur la figure 2.1.



**Figure 2.1:** Schéma de la section en té

## 2.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, positionnés sous le plancher, construits pour supporter les charges et surcharges de plancher, et les retransmettre aux poteaux. Le chargement est uniformément réparti, mais il existe aussi des charges ponctuelles.

Il y a deux types des poutres : poutre principale et poutre secondaire.

D'après le R.P.A 99 version 2003, et B.A.E.L 91, les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

### A. Poutre principale :

- Pour dimensionner la hauteur des poutres principales, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \quad \longrightarrow \quad 40 \leq h \leq 60 \quad \longrightarrow \quad h = 55 \text{ cm}$$

Avec :  $L_{max} = 600 \text{ cm}$

$L$  : C'est la plus grande portée entre les axes des poteaux.

• Pour dimensionner la largeur des poutres principales, on utilise cette formule :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad \longrightarrow \quad 0.3 \times 55 \leq b \leq 0.7 \times 55 \quad \longrightarrow \quad 16.5 \leq b \leq 38.5 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

$H$  : étant la hauteur de la poutre.

❖ Vérifications d'après le RPA99 V 2003 :

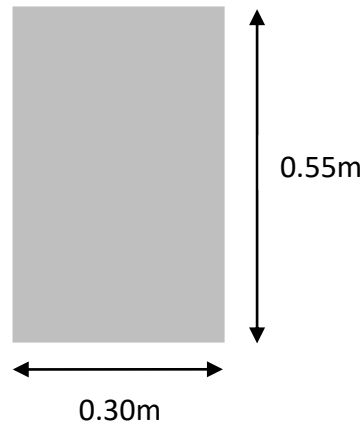
$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1.83 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, donc on va garder ces dimensions (30×55) cm<sup>2</sup>.

Les dimensions sont illustrées sur la figure 2.2.



**Figure 2.2:** Dimensions de la poutre principale

**B. Poutre Secondaire :**

- Pour dimensionner la hauteur des poutres principales, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \quad \longrightarrow \quad 36.67 \leq h \leq 55 \quad \longrightarrow \quad h = 45 \text{ cm}$$

Avec :

$$L_{max} = 550 \text{ cm}$$

$L$  : C'est la plus grande portée entre axes des poteaux.

• Pour dimensionner la largeur des poutres principales, on utilise cette formule :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad \longrightarrow \quad 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \quad \longrightarrow \quad 13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

❖ Vérifications d'après RPA99 V 2003 :

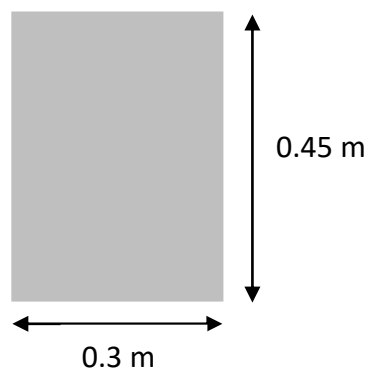
$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1.5 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, donc on va garder ces dimensions (30×45) cm<sup>2</sup>.

Les dimensions sont illustrées sur la figure 2.3.



**Figure 2.3 :** Dimensions de la poutre secondaire

**C. Poutre palière :**

- Pour dimensionner la hauteur des poutres palières, on utilise cette formule :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \implies \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \implies 27 \leq h \leq 40.5 \implies h = 35 \text{ cm}$$

$$l_{max} = 405 \text{ cm}$$

Où :  $l_{max}$  c'est la distance entre les axes des poteaux.

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \implies 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \implies 10.5 \leq b \leq 24.5 \implies b = 30 \text{ cm}$$

❖ Vérifications d'après RPA99 V 2003 :

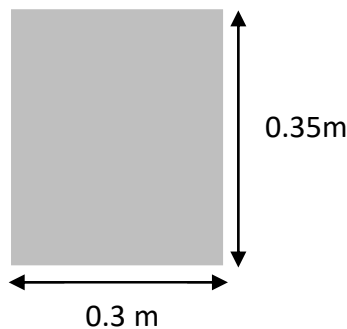
$$b \geq 20 \text{ cm} \implies 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \implies 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \implies 1.17 < 4 \implies \text{condition vérifiée}$$

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, donc on va garder ces dimensions (30×35) cm<sup>2</sup>.

Les dimensions sont illustrées sur la figure 2.4.



**Figure 2.4 :** Dimensions de la poutre palière

**2.3 Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, réalisés pour supporter toutes les charges et les surcharges de différents étages et les transmettre aux fondations.

Le poteau le plus sollicité dans ce bâtiment, c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S, comme le montre la figure 2.5.

S : la surface supportée par le poteau le plus sollicité.

On suppose une charge moyenne de 1 t/m<sup>2</sup> par étage.

Les dimensions de la section des poteaux doivent vérifier les conditions suivantes :

- Condition 1 :

$$\text{Min (a, b)} \geq 25 \text{ cm en zones I et II (art, 7.4.1, P65, RPA 99 V2003)}$$

- Condition 2 :

$$\text{Min (a, b)} \geq \frac{h_e}{20}$$

Où :

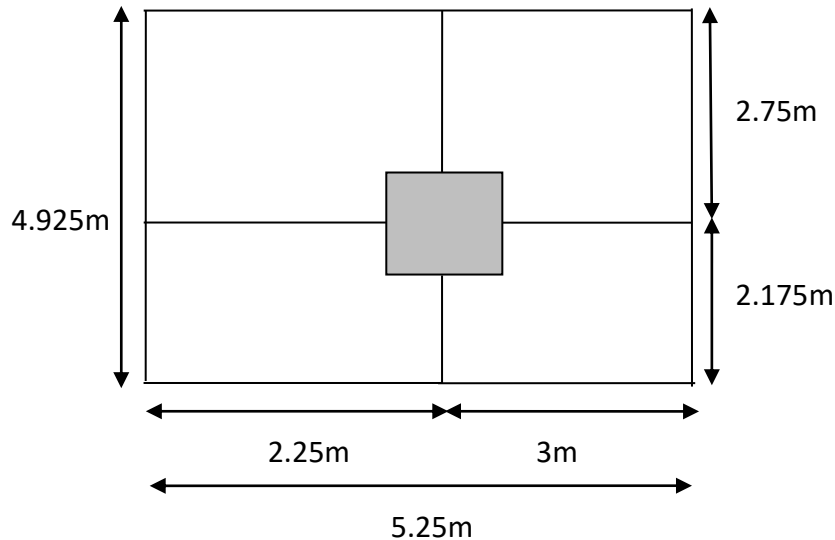
$h_e$  c'est la hauteur d'étage

- Condition 3 :

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

Où : a et b se sont les dimensions du poteau

La section du poteau le plus sollicité est représentée sur la figure ci-dessous :



**Figure 2.5** : Section du poteau le plus sollicité

Comme un exemple de calcul, on a choisi le poteau du sous-sol.

#### **A. Calcul de la charge verticale $N_u$ :**

Pour calculer la charge verticale supportée par le poteau à l'ELU, on utilise la formule suivante :

$$N_u = P_u \times S \times n$$

Où :

$P_u$ : charge du plancher, on va l'adopter  $1 \text{ t/m}^2$ .

$S$ : Surface supportée par le poteau le plus sollicité, elle est calculée comme suit :

$$S = 4.925 \times 5.25 = 25.86 \text{ m}^2$$

$n$ : étant le nombre de niveaux ( $n = 16$  pour le sous-sol)

$$\Rightarrow N_u = 1 \times 25.86 \times 16 \Rightarrow N_u = 413.76 \text{ t} = 4.1376 \text{ MN}$$

Donc, la charge supportée par le poteau le plus défavorable du RDC, égal à 4.1376 MN.

#### **B. Calcul de la section réduite $\beta_r$ :**

Nous calculons la section réduite  $\beta_r$  du poteau, par la formule suivante :

$$\beta_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc} + 0.85f_e}{0.9 + 100\gamma_s}}$$

Où :

$f_e$  : la limite d'élasticité, elle pris égal à 400 MPa ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité, il est pris égal à 1.15 (cas général)

$\beta$  : Coefficient de correction, qui doit être calculé par la formule ci-dessous :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{Avec } \lambda = 35$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 \longrightarrow \beta = 1.2$$

$f_{bc}$  : Il est calculé par cette formule :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \longrightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

Donc,  $B_r$  sera égal à :

$$B_r = \frac{1.2 \times 4.1376}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \longrightarrow B_r = 0.27 \text{ m}^2$$

On a trouvé une section égale à  $0.28 \text{ m}^2$ , et puisque notre poteau est carré, la longueur de chaque côté sera égale à :

$$a \geq \sqrt{B_r} \longrightarrow a \geq 51.96 \text{ cm}$$

On prend  $a = b = 60 \text{ cm}$ .

❖ Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(60, 60) > 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ \text{Min}(60, 60) > \frac{288}{20} = 14.4 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{60}{60} \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Vérification du poteau au flambement :

- Calcul du moment de l'inertie :

On le calcul par cette formule :

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

Où :  $a = b$  (section du poteau carrée)

$$\text{Donc : } I_x = I_y = \frac{60^4}{12} \longrightarrow I_x = I_y = 1080000 \text{ cm}^4$$

- Calcul du rayon de giration  $i_x, i_y$  :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} \longrightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32 \text{ cm}$$

Où :

$B$  : c'est la section du poteau

I : l'inertie

- Calcul de la longueur de flambement :

On a :

$$l_f = 0.7 \times H_0$$

Où :

$H_0$  : étant la hauteur d'étage, elle est égale à 2.88 m pour le sous-sol.

Donc :  $l_f = 0.7 \times 2.88 = 2.01 \text{ m}$

- Calcul de l'élanement  $\lambda$  :

L'élanement  $\lambda$  est calculé en divisant la longueur de flambement sur le rayon de giration :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{201}{17.32} = 11.61 < 50$$

Donc la condition du flambement est vérifiée.

Les résultats de vérification des autres niveaux, sont représentés dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 2.1** : Pré dimensionnement des poteaux

Niveau	N°	h <sub>e</sub> (cm)	a , b (cm)	Nu (MN)	$\lambda_x , \lambda_y$	Vérif
SS	16	288	60	4.45	11.61	C.V
RDC	15	382	60	4.17	15.41	C.V
M	14	306	55	3.89	15.87	C.V
1	13	306	55	3.61	15.87	C.V
2	12	306	50	3.34	17.58	C.V
3	11	306	50	3.06	17.58	C.V
4	10	306	45	2.78	19.40	C.V
5	9	306	45	2.50	19.40	C.V
6	8	306	40	2.23	21.82	C.V
7	7	306	40	1.95	21.82	C.V
8	6	306	35	1.67	24.95	C.V
9	5	306	35	1.39	24.95	C.V
10	4	306	30	1.11	29.09	C.V
11	3	306	30	0.83	29.09	C.V
12	2	306	30	0.56	29.09	C.V
13	1	306	30	0.28	29.09	C.V

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

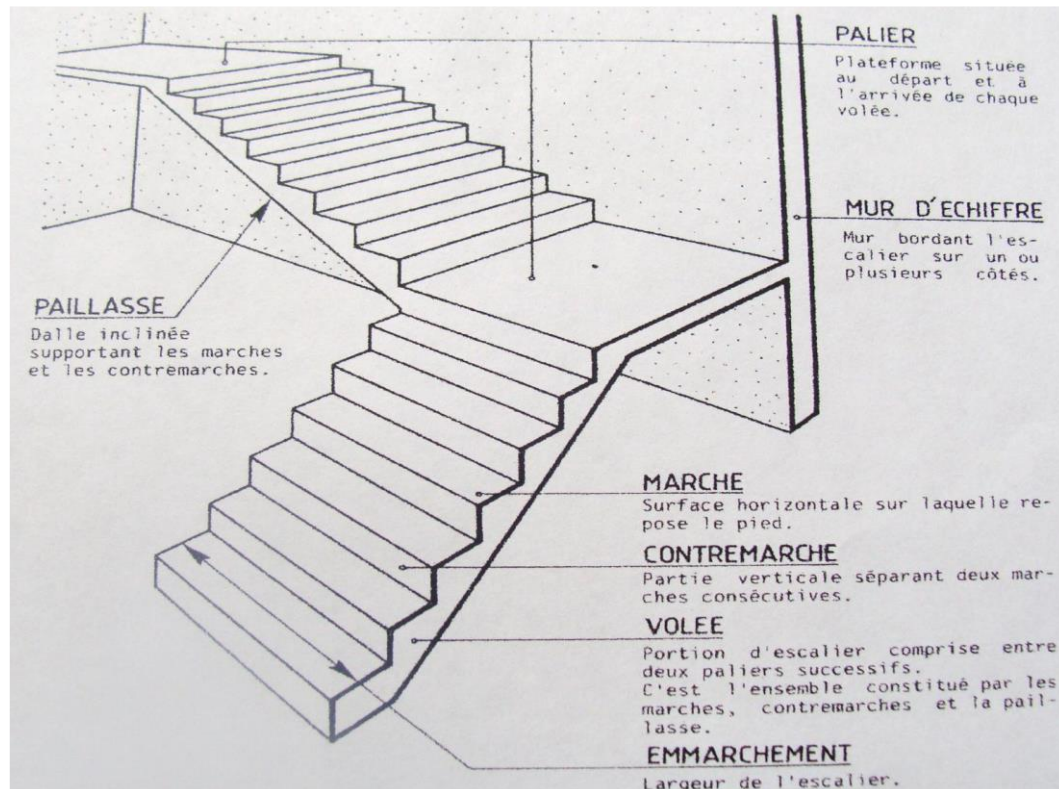
#### 2.4 Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, et de passer à pied d'un étage à un autre.

Un escalier est composé par ces éléments principaux :

- L'emmarchement E
- Marche
- Contre marche
- Hauteur de marche h
- Son giron g
- Paliers
- Volées

Ces éléments sont illustrés sur la figure 2.6.



**Figure 2.6:** Schéma d'un escalier

Pour notre projet il existe 2 types d'escaliers :

**A. Type 1 :**

Cet escalier se trouve, entre le RDC et la mezzanine, la mezzanine et l'étage courant, et aussi entre les différents étages courants.

La hauteur de la marche est comprise entre :  $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ , on prend la hauteur de contre marche  $h = 17 \text{ cm}$ .

Avec :  $H_1 = H_2 = H = 1.53 \text{ m}$

Le giron est compris entre :  $0.27 \leq g \leq 0.34$

On prend le giron  $g = 30 \text{ cm}$ .

Les différentes dimensions de notre escalier sont illustrées sur la figure ci-dessous :

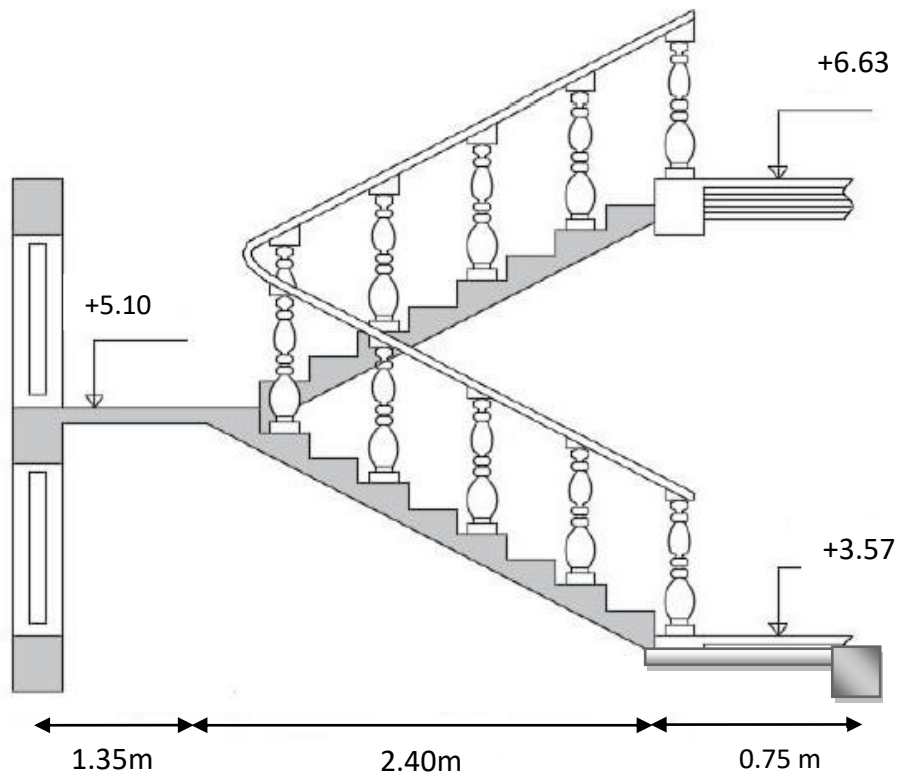


Figure 2.7 : Dimensions de l'escalier type1

- Formule de Blondel :

On doit respecter la relation suivante de Blondel :

$$0.59 \leq 2 \times h + g \leq 0.66 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad 0.59 \leq 2 \times 0.17 + 0.3 \leq 0.66 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0.59 < 0.64 < 0.66 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

On a la hauteur d'étage :  $h_e = 306 \text{ cm}$

- Détermination du nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

Donc, on a 9 contre marches par un volée, et 18 marches pour les deux volées.

- Détermination du nombre de marches :

$$n-1 = 18-1 = 17$$

Avec : n c'est le nombre de contre marche

Donc, on a 17 marches.

- Détermination de la ligne de foulée L :

La ligne de foulée égale à :

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

Avec : g c'est le giron

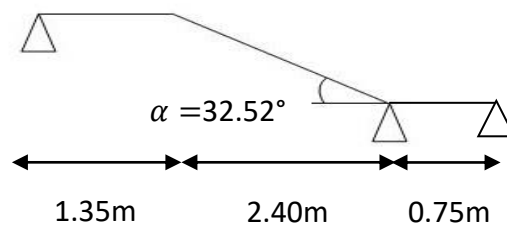
$$L = 0.3 (9-1) \longrightarrow L = 2.4 \text{ m}$$

- Calcul de l'inclinaison de la volée :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.4} \longrightarrow \tan \alpha = 0.55 \longrightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- Schéma statique de l'escalier type 1:

Le schéma statique de l'escalier type 1 est illustré sur cette figure :



**Figure 2.8** : Schéma statique de l'escalier type1

- Calcul de l'épaisseur de la volée :

On détermine l'épaisseur de la volée par cette formule :

$$\frac{L}{20\cos\alpha} \leq E_p \leq \frac{L}{15\cos\alpha} \longrightarrow \frac{240}{20\cos 32.52} \leq E_p \leq \frac{240}{15\cos 32.52} \longrightarrow 14.23 \text{ cm} \leq E_p \leq 18.98 \text{ cm}$$

Donc on adopte  $E_p = 17 \text{ cm}$ .

- Calcul de l'épaisseur du palier 1 :

$$\frac{L}{20} \leq E_p \leq \frac{L}{15} \longrightarrow \frac{135}{20} \leq E_p \leq \frac{135}{15} \longrightarrow 6.75 \text{ cm} \leq E_p \leq 9 \text{ cm}$$

Donc on adopte  $E_p = 17 \text{ cm}$ .

- Calcul de l'épaisseur du palier2 :

$$\frac{L}{20} \leq E_p \leq \frac{L}{15} \longrightarrow \frac{75}{20} \leq E_p \leq \frac{75}{15} \longrightarrow 3.75 \text{ cm} \leq E_p \leq 5 \text{ cm}$$

Donc on adopte  $E_p = 17 \text{ cm}$

### **B. Type2 :**

Cet escalier se trouve entre le sous-sol et RDC.

La hauteur de marche est comprise entre :  $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

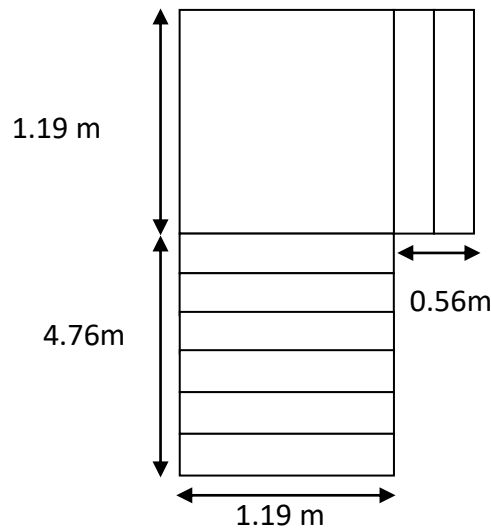
Pour les deux volées, on prend la hauteur de marche  $h = 16 \text{ cm}$ .

Avec :  $H_1 = 256 \text{ cm}$  et  $H_2 = 32 \text{ cm}$

Le giron est compris entre :  $0.27 \leq g \leq 0.34$

Pour les deux volées, on prend le giron  $g = 28 \text{ cm}$

Les dimensions du type 2 de l'escalier, sont illustrées sur la figure suivante :



**Figure 2.9:** Dimension de l'escalier type2

- Formule de Blondel :

On doit respecter la relation suivante de Blondel :

$$0.59 \leq 2 \times h + g \leq 0.66 \text{ m}$$

$$0.59 \leq 2 \times 0.16 + 0.28 \leq 0.66 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad 0.59 < 0.6 < 0.66 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- Détermination du nombre de contre marches pour la volée :

$$n = \frac{H}{h_1} = \frac{288}{16} \quad \Rightarrow \quad n = 18$$

Donc on a 18 contre marches.

- Détermination du nombre de marches :

$$n-1 = 18-1 = 17$$

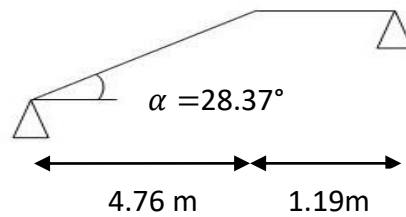
Donc on a 17 marches.

- Calcul de l'inclinaison pour la volée 1 :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2.56}{4.76} \quad \Rightarrow \quad \tan \alpha = 0.54 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 28.37^\circ$$

- Schéma statique de la volée 1 et le palier (type2) :

Le schéma statique est illustré sur la figure suivante :



**figure 2.10** : Schéma statique de la volée 1 et le palier(type 2)

- Calcul de l'épaisseur de la volée 1 :

On détermine l'épaisseur de la volée 1 par cette formule :

$$\frac{L}{20\cos\alpha} \leq E_p \leq \frac{L}{15\cos\alpha} \quad \Rightarrow \quad \frac{476}{20\cos 28.37} \leq E_p \leq \frac{476}{15\cos 28.37} \quad \Rightarrow \quad 27.05 \text{ cm} \leq E_p \leq 36.06 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur égale à :  $E_p = 28 \text{ cm}$ .

- Calcul de l'épaisseur du palier :

On détermine l'épaisseur de palier par cette formule :

$$\frac{L}{20} \leq E_p \leq \frac{L}{15} \quad \Rightarrow \quad \frac{119}{20} \leq E_p \leq \frac{119}{15} \quad \Rightarrow \quad 5.95 \text{ cm} \leq E_p \leq 7.93 \text{ cm}$$

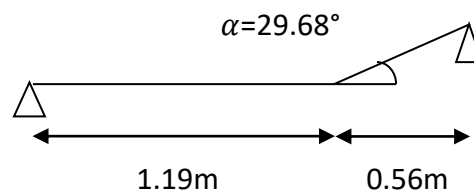
Donc on adopte une épaisseur égale à  $E_p = 15 \text{ cm}$ .

- Calcul de l'inclinaison pour la volée 2 :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{0.32}{0.56} \quad \Rightarrow \quad \tan \alpha = 0.57 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 29.68^\circ$$

- Schéma statique de la volée 2 et le palier (type 2) :

le schéma statique est représenté ci-dessous :



**Figure 2.11** : Schéma statique du palier et la volée 2(type 2)

- Calcul de l'épaisseur de la volée 2 :

On détermine l'épaisseur de la volée 2, par cette formule :

$$\frac{L}{20\cos\alpha} \leq E_p \leq \frac{L}{15\cos\alpha} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.56}{20\cos 29.68} \leq E_p \leq \frac{0.56}{15\cos 29.68} \quad \Rightarrow \quad 3.22 \text{ cm} \leq E_p \leq 4.30 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur égale à  $E_p = 12 \text{ cm}$ .

## 2.5 Pré dimensionnement des voiles de contreventement :

Les voiles se sont des murs en béton armé, considéré comme contreventements, réalisés pour résister aux forces latérales de séisme.

Notre bâtiment est réalisé à TLEMCEM, et selon RPA99V2003, il est classé dans la zone I.

Vue de la hauteur totale importante du bâtiment qui atteint 49.46m, et qui est supérieure à 17 m, d'après le RPA, il est indispensable de contreventer notre structure par des voiles.

➤ Vérification des conditions :

Il faut que notre voile réponde aux exigences du RPA suivantes :

La longueur du voile  $L$  doit être supérieure ou égale à 4 fois l'épaisseur du voile ( $L \geq 4 a$ ).

On détermine l'épaisseur du voile comme suit :

$$a \geq \max (h_e/20, 15 \text{ cm})$$

Avec :

$h_e$  : étant la hauteur d'étage.

- Exemple de calcul du voile :

Comme un exemple de calcul, on a choisi le voile du RDC.

$$h_e = 288 - 25 = 263 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad a \geq 263/20 = 13.15 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur égale à 15 cm.

$$L > 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

On adopte une longueur du voile égale à 60 cm.

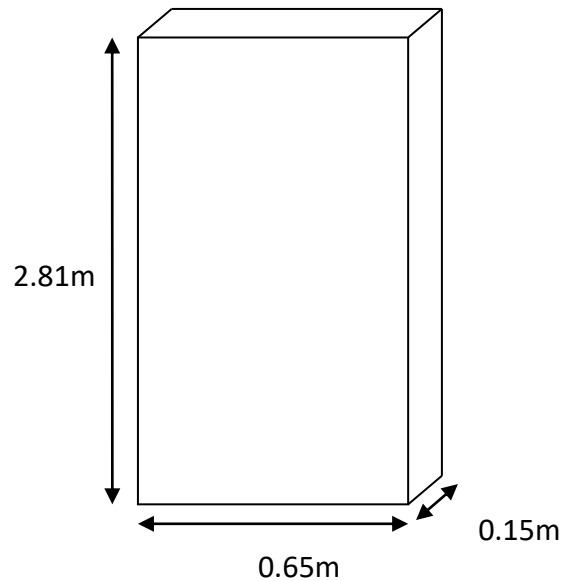
Les dimensions des autres niveaux sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 2.2** Dimensionnement des voiles

Niveau	$h_e$ (m)	$a$ (cm)	$L_{\min}$ (cm)
Sous-sol	259	15	60
RDC	281	15	60
M jusqu'à 16ème étages	281	15	60

- Schéma du voile de RDC :

Les différentes dimensions du voile du RDC sont illustrées sur cette figure :



**Figure 2.12:** Voile du RDC

### 2.6 Pré dimensionnement de la rampe d'accès :

La rampe d'accès est un plan incliné, permettant le passage d'un niveau à un autre (RDC au sous-sol).

Cette rampe est en dalle pleine, et elle est appuyée sur les deux sens (x et y).  
 Suivant y, elle repose sur trois appuis (deux poutres et une longrine), et suivant x, elle repose sur deux appuis (2 poutres).

Pour dimensionner la rampe d'accès, il faut d'abord :

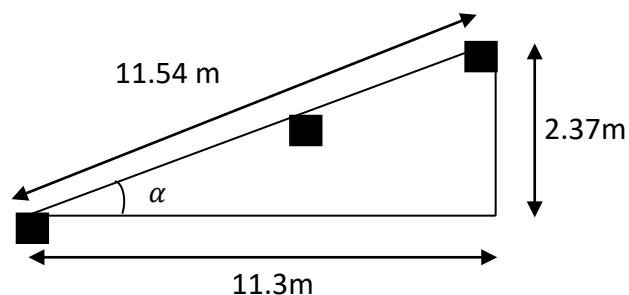
- Trouver l'angle d'inclinaison :

$$\text{tg}\alpha = \frac{2.37}{11.3} \quad \longrightarrow \quad \alpha = 11.85^\circ$$

- Chercher la longueur de la rampe d'accès :

$$\sin \alpha = \frac{2.37}{L} \quad \longrightarrow \quad L = \frac{2.37}{\sin 11.85} = 11.54 \text{ m}$$

La coupe transversale de la rampe d'accès est illustrée sur la figure ci-dessous :



**Figure 2.13:** Coupe transversale de la rampe d'accès

➤ Dimensionner la poutre suivant y :

- Pour dimensionner la hauteur de la poutre, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \longrightarrow 30.33 \leq h \leq 45.5 \longrightarrow h = 35 \text{ cm}$$

Avec :  $L = 455 \text{ cm}$

$L$  : C'est la portée entre les poteaux.

• Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \longrightarrow 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \longrightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Où :

$h$  : étant la hauteur de la poutre.

Les dimensions de la poutre sont représentées sur la figure 2.14.

➤ Dimensionner la poutre suivant x :

- Pour dimensionner la hauteur des poutres, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow \frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \longrightarrow 40 \leq h \leq 60 \longrightarrow h = 45 \text{ cm}$$

Avec :  $L = 600 \text{ cm}$

• Pour dimensionner la largeur des poutres, on utilise cette formule :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \longrightarrow 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \longrightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \longrightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions de la poutre sont représentées dans la figure 2.15.

➤ Dimensionner la longrine :

- Pour dimensionner la hauteur de la longrine, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \longrightarrow 30.33 \leq h \leq 45.5 \longrightarrow h = 35 \text{ cm}$$

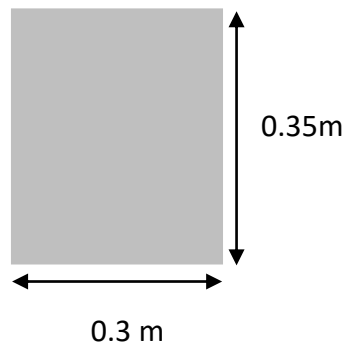
Avec :  $L = 455 \text{ cm}$

$L$  : C'est la portée entre les poteaux.

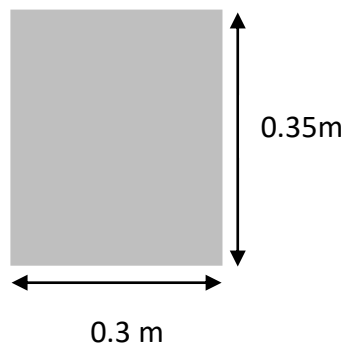
• Pour dimensionner la largeur de la longrine, on utilise cette formule :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \longrightarrow 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \longrightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions de la longrine sont représentées sur la figure 2.13.



**Figure 2.14 :** Dimensions de la poutre suivant x et la longrine



**Figure 2.15 :** Dimensions de la poutre suivant y

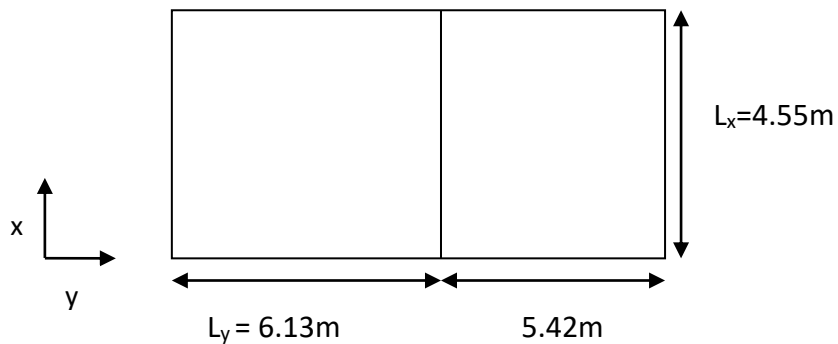
➤ Déterminer l'épaisseur de la rampe d'accès :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{6.13} \Rightarrow \alpha = 0.74$$

Où :

$L_x$  et  $L_y$  représente les dimensions mesurées entre les appuis de la rampe d'accès.

$L_x$  et  $L_y$  sont représentés sur la figure suivante :



**Figure 2.16 :** Vue en plan de la rampe d'accès

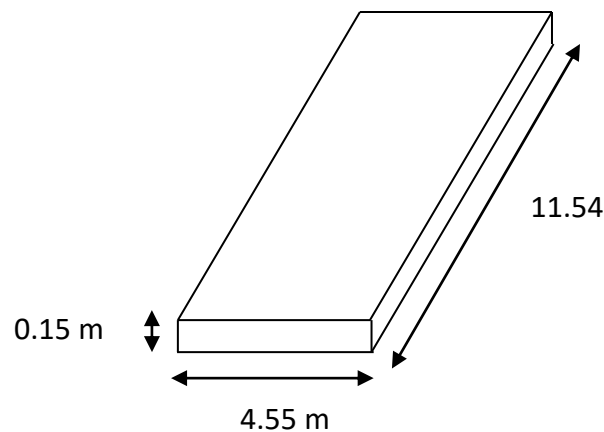
Puisque  $\frac{L_x}{L_y} = 0.74$ , donc la dalle porte dans les deux sens.

Pour trouver la hauteur, on utilise la condition de flèche :

$$h > \sup\left(\frac{L_x}{40}; 15\right) \text{ cm} \longrightarrow h > \sup\left(\frac{4.55}{40}; 15\right) \text{ cm} \longrightarrow h > \sup(11.38; 15) \text{ cm}$$

On va prendre une épaisseur de 15 cm (le minimum).

Les différentes dimensions de la rampe d'accès sont représentées sur la figure suivante :



**Figure 2.17:** Dimensions de la rampe d'accès

### 3 DESCENTE DE CHARGES :

Le principe consiste à estimer les charges sur chaque élément à dimensionner, ils sont détaillées afin de montrer les différentes étapes de dimensionnement des éléments en béton armé, les charges sont généralement de deux types :

➤ **Les charges permanentes (G) :**

Les charges permanentes à considérer pour le calcul des structures en béton armé sont :

- Poids propres :

Les poids propres seront évalués avec un poids volumique de béton de  $25 \text{ KN/m}^3$ .

Pour les dalles : Poids volumique x épaisseur ( $\text{KN/m}^2$ )

- Surcharges :

Il s'agit des revêtements sur les planchers et les différents types d'enduits. Elles seront définies et mieux détaillées au niveau du pré dimensionnement des éléments, en fonction du type et du niveau des planchers.

➤ **Charges d'exploitation (Q) :**

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction, et ils sont donc constitués par le poids des utilisateurs, et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux.

Pour la détermination des charges permanentes et d'exploitation, on utilise le DTR B.C.2.2.

#### 3.1 Plancher étage courant :

- *Charge permanente (G) :*

Les charges permanentes sont données dans ce tableau :

**Tableau 2.3 :** Charges permanentes du plancher étage courant

Désignations	$E_p$ (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons légères	0.1	/	1.50
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de ciment	0.02	20	0.40
Couche de sable fin	0.02	17	0.34
Dalle en corps creux	20+5	/	3.35
Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
			$\Sigma = 6.09 \text{ KN/m}^2$

- *Charge d'exploitation (Q) :*

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$  (1<sup>er</sup> .....13<sup>ème</sup> étages)

### 3.2 Plancher terrasse inaccessible :

- *Charge permanente (G) :*

Les charges permanentes sont données dans ce tableau :

**Tableau 2.4 :** Charges permanentes du plancher de la terrasse inaccessible

Désignations	$E_p$ (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	/	0.12
Isolant thermique	0.02	5	0.10
Forme de pente moyenne	0.1	22	2.20
Dalle en corps creux	20+5	/	3.35
Enduit plâtre	0.01	10	0.10
			$\Sigma = 6.72 \text{ KN/m}^2$

- *Charge d'exploitation (Q):*

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

### 3.3 Plancher RDC (commerce) :

- *Charge permanente (G) :*

Les charges permanentes sont données dans ce tableau :

**Tableau 2.5:** Charges permanentes de plancher du RDC

Désignations	$E_p$ (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons légères	0.1	/	1.50
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de ciment	0.02	20	0.40
Couche de sable fin	0.02	17	0.34
Dalle en corps creux	20+5	/	3.35
Enduit en ciment	0.2	20	0.40
			$\Sigma = 6.39 \text{ KN/m}^2$

- **Charge d'exploitation (Q) :**

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

### 3.4 Mezzanine (dépôt) :

- **Charge permanente (G) :**

Les charges permanentes sont données dans ce tableau :

**Tableau 2.6 :** Charges permanentes de la mezzanine

Désignations	$E_p$ (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons légères	0.1	/	1.50
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de ciment	0.02	20	0.40
Couche de sable fin	0.02	17	0.34
Dalle en corps creux	20+5	/	3.35
Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
			$\Sigma = 6.09 \text{ KN/m}^2$

- **Charge d'exploitation (Q) :**

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

### 3.5 Escaliers :

#### A. Escaliers type 1 :

##### ➤ Volée :

- **Charge permanente (G) :**

Les charges permanentes sont données dans ce tableau :

**Tableau 2.7:** Charges permanentes de la volée de l'escalier type 1

Eléments	Epaisseur (cm)	Masse volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique ( KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment sous plafond	1.5	20/ cos 32.52	0.36
Corps de la paillasse	17	25/cos32.52	5.04
Contre marche	17/2	25	2.13
Mortier de pose horizontal	2	20	0.4
Mortier de pose vertical	2	20×17/30	0.23
Carrelage horizontal	3	20	0.60
Carrelage vertical	3	20×17/30	0.34
			$\Sigma = 9.10 \text{ KN/m}^2$

- Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

➤ Palier :

- Charge permanente (G) :

Les charges permanentes sont données dans ce tableau :

**Tableau 2.8 :** Charges permanentes du palier de l'escalier type 1

Eléments	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique ( KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	3	20	0.60
Mortier de pose	2	20	0.40
Corps de palier	17	25	4.25
Enduit de ciment	1.5	20	0.30
			$\Sigma = 5.55 \text{ KN/m}^2$

- Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

**B. Escaliers type2 :**

➤ Volée 1 :

- Charge permanente (G) :

Les charges permanentes sont données dans ce tableau :

**Tableau 2.9 :** Charges permanentes de la volée1 (escalier type 2)

Eléments	Épaisseur (cm)	Masse volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique ( KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment sous plafond	1.5	20/ cos 28.37	0.34
Corps de la paillasse	28	25/cos28.37	7.95
Contre marche	16/2	25	2
Mortier de pose horizontal	2	20	0.4
Mortier de pose vertical	2	20×16/28	0.23
Carrelage horizontal	3	20	0.60
Carrelage vertical	3	20×16/28	0.34
			$\Sigma = 11.86 \text{ KN/m}^2$

- Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Volée 2 :**

- Charge permanente (G) :

Les charges permanentes sont données dans ce tableau :

**Tableau 2.10 :** Charges permanentes de la volée 2 (escalier type 2)

Eléments	Épaisseur (cm)	Masse volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique ( KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment sous plafond	1.5	20/ cos 29.68	0.34
Corps de la paillasse	12	25/cos29.68	3.45
Contre marche	16/2	25	2
Mortier de pose horizontal	2	20	0.40
Mortier de pose vertical	2	20×16/28	0.23
Carrelage horizontal	3	20	0.60
Carrelage vertical	3	20×16/28	0.34
			$\Sigma = 7.36 \text{ KN/m}^2$

- Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Palier :**

- Charge permanente (G) :

Les charges permanentes sont données dans ce tableau :

**Tableau 2.11:** Charges permanentes palier de l'escalier type 2

Eléments	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	3	20	0.60
Mortier de pose	2	20	0.40
Corps de palier	15	25	3.75
Enduit de ciment	1.5	20	0.30
			$\Sigma = 5.05 \text{ KN/m}^2$

- Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

### 3.6 Maçonnerie (G) :

- Mur double paroi :

Les charges permanentes du mur double paroi sont données dans ce tableau :

**Tableau 2.12 :** charges permanentes du mur double paroi

Désignations	E <sub>p</sub> (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0.1	0.90
Brique creuse	0.15	1.30
Enduit en ciment ext	0.015	0.27
Enduit en ciment int	0.015	0.27
		$\Sigma = 2.74 \text{ KN/m}^2$

### 3.7 Dalle pleine étage courant type 1 :

- Charges permanentes :

Les charges permanentes de la dalle pleine type1, sont illustrées sur ce tableau :

**Tableau 2.13 :** Charges permanentes de la dalle pleine type 1

Désignations	E <sub>p</sub> (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Mur double paroi	/	/	2.74
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de ciment	0.02	20	0.40
Couche de sable fin	0.02	17	0.34
Dalle pleine	15	2500	3.75
Enduit en ciment sous plafond	0.02	20	0.4
			$\Sigma = 8.03 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation Q :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (1}^{\text{er}} \dots\dots\dots 13^{\text{ème}} \text{étage)}$$

### 3.8 Dalle pleine étage courant type 2 :

Les charges permanentes de la dalle pleine type 2, sont illustrées sur ce tableau :

**Tableau 2.14:** Charges permanentes de la dalle pleine type 2

Désignations	$E_p$ (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Mur double paroi	/	/	2.74
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de ciment	0.02	20	0.40
Couche de sable fin	0.02	17	0.34
Dalle pleine	15	2500	3.75
Enduit en ciment sous plafond	0.02	20	0.4
			$\Sigma = 8.03 \text{ KN/m}^2$

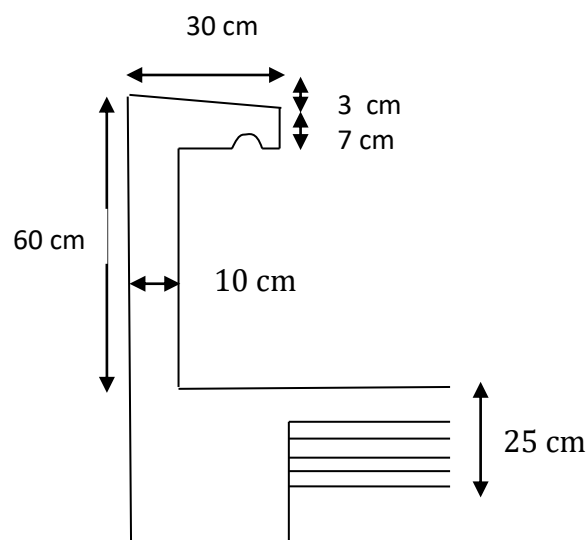
$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$  (1<sup>er</sup>.....13<sup>ème</sup>étage)

### 3.9 Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, qui se trouve dans la terrasse, il a comme rôle de :

- Protection des personnes.
- L'esthétique
- L'empêchement de l'écoulement de l'eau.

Les dimensions de l'acrotère sont représentées sur la figure suivante :



**Figure 2.18 :** Coupe de l'acrotère

❖ Détermination de la charge permanente G (par mètre linéaire) :

La charge permanente est déterminée par cette formule :

$$G = S_{acro} \times 1 \text{ m} \times \rho_{b\acute{e}ton} + L_{enduit} \times 1 \text{ m} \times E_p \text{ enduit} \times \rho_{enduit}$$

$$G = 0.077 \times 1 \times 25 + 1.67 \times 1 \times 0.02 \times 18 = 2.53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Où : } S = (0.1 \times 0.6) + (0.20 \times 0.07) + (0.2 \times 0.03 / 2) = 0.06 \text{ m}^2$$

❖ La charge permanente :

Elle est prise égale à  $Q = \bar{7}1 \text{ KN}$ .

#### 4 CONCLUSION :

Le pré dimensionnement est une étape importante, pour arriver à déterminer une épaisseur économique, afin d'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

### **ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

#### **1. INTRODUCTION :**

Les éléments secondaires ce sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure, où son étude ne prend pas en considération l'action sismique.

Parmi ces éléments on peut citer : les planchers, les balcons, les escaliers et les acrotères.

#### **2. ETUDE DU PLANCHER :**

La hauteur du plancher a été déterminé précédemment dans le chapitre 02 (pré dimensionnement et descente de charges). On a trouvé une hauteur de 25 cm, 20 cm pour le corps creux et 5 cm pour la dalle de compression.

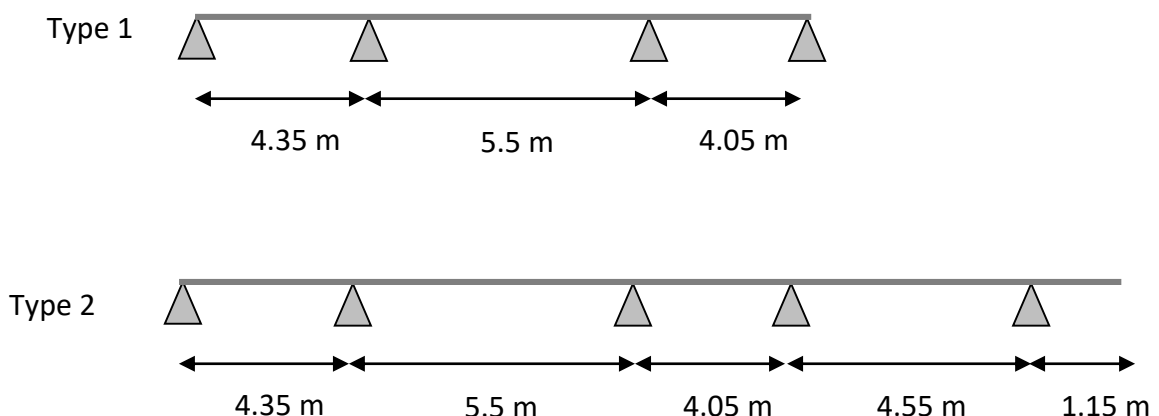
Pour déterminer l'effort tranchant et le moment fléchissant appliqué sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

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

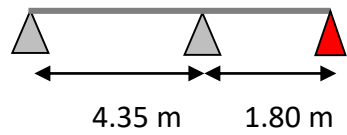
#### **2.1 Types des poutrelles :**

Les poutrelles varient en fonction de la longueur, et aussi en fonction des charges quelles supportent.

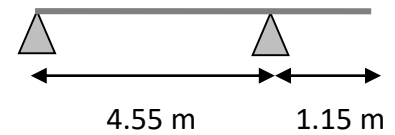
Pour notre bâtiment les différents types de poutrelles sont illustrées cette figure :



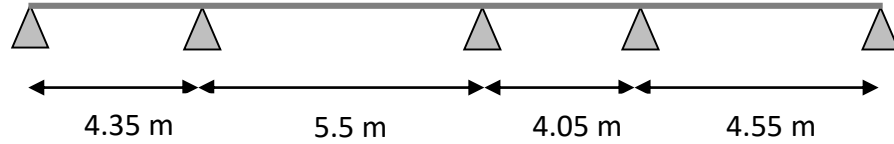
Type 3



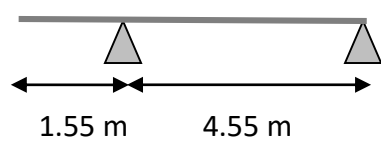
Type 4



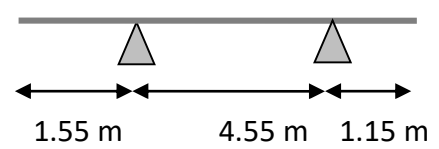
Type 5



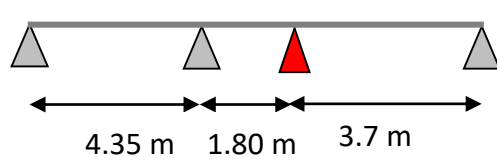
Type 6



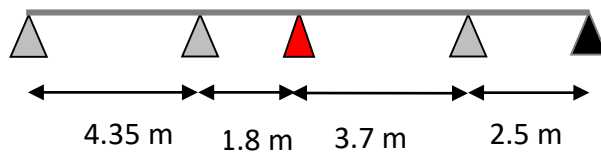
Type 7



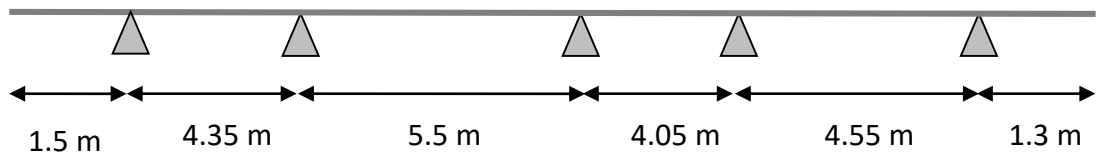
Type 8



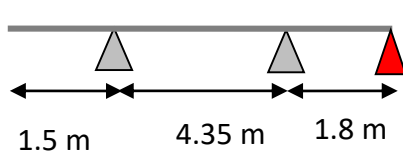
Type 9



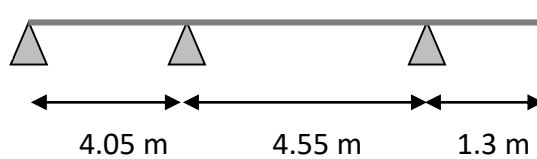
Type 10

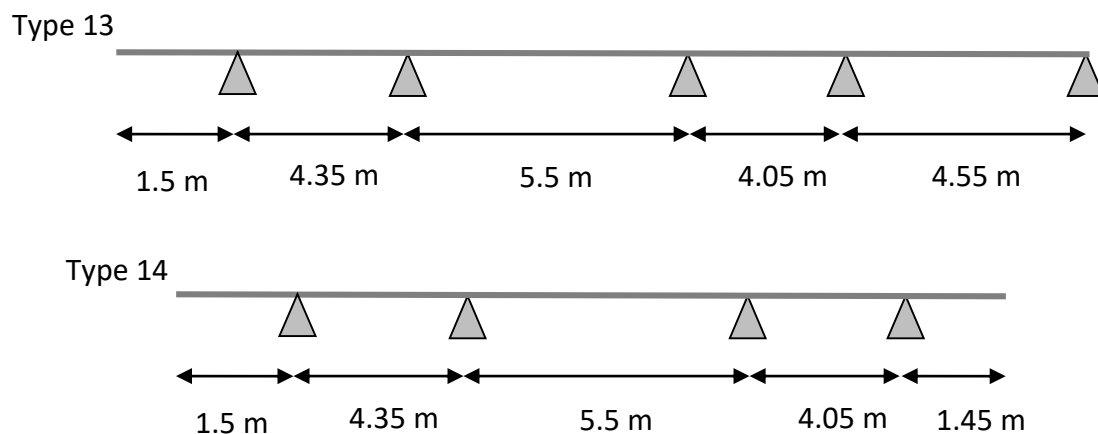


Type 11



Type 12





**Figure 3.1** : Les types de poutrelles

**Remarques :**

- ❖ L'appui qui est en noire (▲) représente la poutre noyée.
- ❖ Les appuis qui sont en rouge (▲) représente les voiles.

**2.2. Charges appliquées sur les poutrelles :**

Les différentes charges appliquées sur les poutrelles sont regroupées dans le tableau 3.1.

**Tableau 3.1** : les différentes charges appliquées sur les poutrelles

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	Combinaisons	
				ELU $q_u=b (1.35G+1.5Q)$	ELS $q_s=b (G+Q)$
RDC	6.39	4	0.65	9.5	6.75
Mezzanine	6.09	3.5	0.65	8.7	6.23
Etage courant	6.09	1.5	0.65	6.8	4.93
Terrasse inaccessible	6.72	1	0.65	6.87	5.02

**2.3. Calcul des poutrelles :**

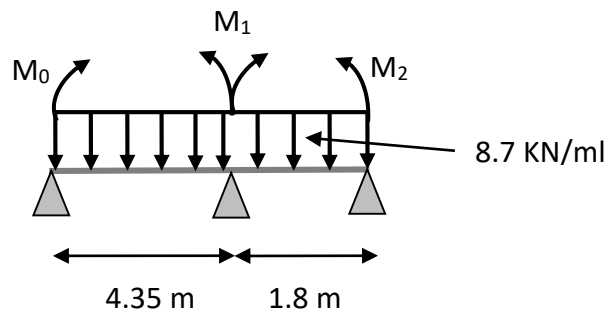
**2.3.1 Détermination des efforts internes :**

Nous avons trois méthodes pour déterminer les efforts internes, on va utiliser la méthode des trois moments.

On considère la poutrelle de type 3(mezzanine).

- ❖ ELU :
  - Calcul des moments en appuis :

Voici le schéma statique de la poutrelle type 3 (mezzanine) à l'ELU:



**Figure 3.2 :** poutrelle type 3 (mezzanine) à ELU

Pour trouver les moments en appuis, on procède de cette manière :

$$M_0 \times L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 \times L_2 = -6A_1$$

Avec :

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$A_1 = A_{1d} + A_{1g}$$

Où :

$$A_{1d} = \frac{P_d \times L_{1d}^3}{24} \quad \text{et} \quad A_{1g} = \frac{P_g \times L_{1g}^3}{24}$$

La longueur  $L_1$  égale à :  $L_1 = 4.35$  m.

La longueur  $L_2$  égale à :  $L_2 = 1.8$  m.

La charge à l'ELU égale à :  $q_u = 8.7$  KN/ml

$$M_1 = \frac{-(P_d \times L_{1d}^3 + P_g \times L_{1g}^3)}{8 \times (L_1 + L_2)} \quad \Rightarrow \quad M_1 = \frac{-(8.7 \times 4.35^3 + 8.7 \times 1.8^3)}{8 \times (4.35 + 1.8)} = -15.59 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant :

❖ Travée 1 :

Pour calculer l'effort tranchant et le moment fléchissant, on doit d'abord trouver les réactions  $R_0$  et  $R_1$  :

$$\sum M_{/0} = 0 \quad \Rightarrow \quad \sum M_{/0} = M_1 + R_1 \times L_1 - q_u \times \frac{L_1^2}{2} = 0 \quad \Rightarrow \quad R_1 = \frac{q_u \times \frac{L_1^2}{2} - M_1}{L_1}$$

$$\Rightarrow R_1 = \frac{8.7 \times \frac{4.35^2}{2} + 15.59}{4.35} = 22.51 \text{ KN}$$

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

$$\longrightarrow R_0 = \frac{8.7 \times \frac{4.35^2}{2} - 15.59}{4.35} = 15.34 \text{ KN}$$

Vérification de l'équilibre :

$$\sum F_v = R_0 + R_1 - q_u \times L_1 \longrightarrow \sum F_v = 15.34 + 22.51 - 8.7 \times 4.35$$

$$\longrightarrow \sum F_v \approx 0$$

L'équilibre est vérifié.

$$- S_{11}: 0 \leq x \leq 4.35$$

$$M(x) = R_0 x - q_u \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(4.35) = 15.34 \times 4.35 - \frac{8.7 \times 4.35^2}{2} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(4.35) = -15.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x \begin{cases} T(0) = 15.34 \text{ KN} \\ T(4.35) = 15.34 - 8.7 \times 4.35 = -22.51 \text{ KN} \end{cases}$$

On doit chercher l'abscisse x correspondant au moment max :

$$T(x) = 0 \longrightarrow x = \frac{R_0}{q_u} = \frac{15.34}{8.7} \longrightarrow x = 1.76 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1.76) = 15.34 \times 1.76 - \frac{8.7 \times 1.76^2}{2} \longrightarrow M_{max} = 13.52 \text{ KN.m}$$

❖ Travée 2 :

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

$$\longrightarrow R_1 = \frac{8.7 \times \frac{1.8^2}{2} + 15.59}{1.8} = 16.49 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/1} = 0 \longrightarrow \sum M_{/1} = -M_1 + R_2 \times L_2 - q_u \times \frac{L_2^2}{2} = 0 \longrightarrow R_2 = \frac{q_u \times \frac{L_2^2}{2} + M_1}{L_2}$$

$$\longrightarrow R_2 = \frac{8.7 \times \frac{1.8^2}{2} - 15.59}{1.8} = -0.83 \text{ KN}$$

Vérification de l'équilibre :

$$\sum F_v = R_0 + R_1 - q_u \times L_1 \longrightarrow \sum F_v = 16.49 + 0.83 - 8.7 \times 1.8$$

$$\rightarrow \sum F_v \approx 0$$

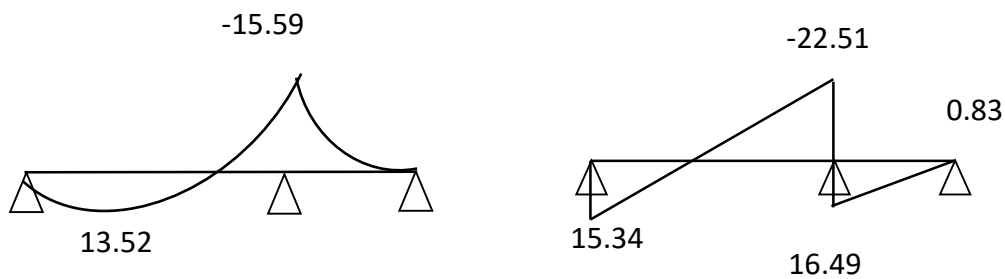
L'équilibre est vérifié.

$$- S_{11}: 0 \leq x \leq 5.5$$

$$M(x) = R_1 x - q_u \frac{x^2}{2} + M_1 \quad \begin{cases} M(0) = -15.59 \text{ KN.m} \\ M(1.8) = 16.49 \times 1.8 - \frac{8.7 \times 1.8^2}{2} - 15.59 = 0 \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 16.49 \text{ KN} \\ T(1.8) = 16.49 - 8.7 \times 1.8 = 0.83 \text{ KN} \end{cases}$$

Les diagrammes de l'effort tranchant et le moment fléchissant, sont illustrées sur la figure 3.3.

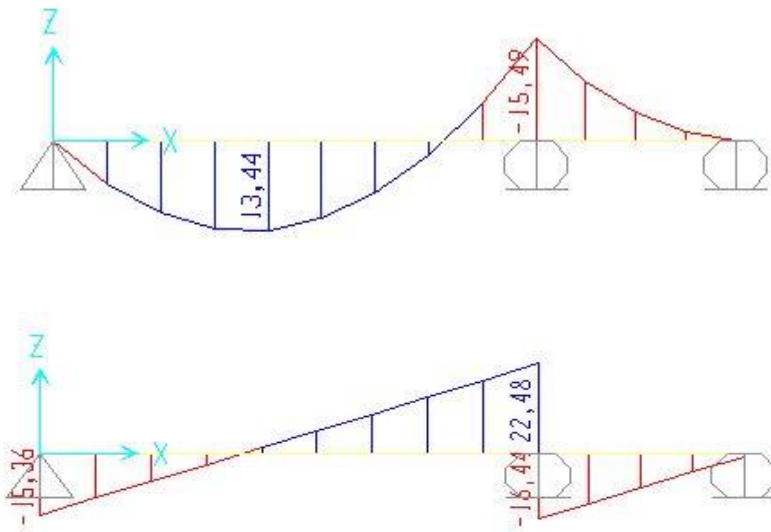


**Figure 3.3** : Diagrammes du moment fléchissant et effort tranchant à ELU de la poutrelle type 3 (mezzanine)

On va faire le même exemple, mais cette fois en utilisant le logiciel sap2000. Puis on

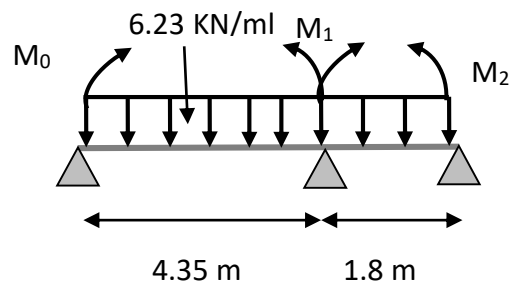
Compare le résultat obtenu, avec celui calculé manuellement.

Le diagramme tiré à partir de sap2000 est illustré sur la figure suivante :



**Figure 3.4** : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU de poutrelle type 3 (mezzanine) avec sap2000

- ❖ ELS :
- Calcul du moment en appuis :



**Figure 3.5** : poutrelle type 3 (mezzanine) à ELS

$$M_0 \times L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 \times L_2 = -6A_1$$

Avec :

$$A_1 = A_{1d} + A_{1g}$$

$$A_{1d} = \frac{P_d \times L_{1d}^3}{24} \quad \text{et} \quad A_{1g} = \frac{P_g \times L_{1g}^3}{24}$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$L_1 = 4.35 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_2 = 1.8 \text{ m}$$

La charge  $q_s = 6.23 \text{ KN/m}$

$$M_1 = \frac{-(P_d \times L_{1d}^3 + P_g \times L_{1g}^3)}{8 \times (L_1 + L_2)} \longrightarrow M_1 = \frac{-(6.23 \times 4.35^3 + 6.23 \times 1.8^3)}{8 \times (4.35 + 1.8)} = -11.16 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant :

- ❖ Travée 1 :

On doit d'abord calculer les réactions comme suit :

$$\sum M_{/0} = 0 \longrightarrow \sum M_{/0} = M_1 + R_1 \times L_1 - q_s \times \frac{L_1^2}{2} = 0 \longrightarrow R_1 = \frac{q_s \times \frac{L_1^2}{2} - M_1}{L_1}$$

$$R_1 = \frac{6.23 \times \frac{4.35^2}{2} + 11.16}{4.35} \longrightarrow R_1 = 16.11 \text{ KN}$$

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

$$R_0 = \frac{6.23 \times \frac{4.35^2}{2} - 11.16}{4.35} \longrightarrow R_0 = 10.98 \text{ KN}$$

Vérification de l'équilibre :

$$\sum F_v = R_0 + R_1 - q_s \times L_1 \longrightarrow \sum F_v = 10.98 + 16.11 - 4.35 \times 6.23 \approx 0$$

Donc, l'équilibre est vérifié.

- S<sub>11</sub>:  $0 \leq x \leq 4.35$

$$M(x) = R_0 x - q_s \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(4.35) = 10.98 \times 4.35 - \frac{6.23 \times 4.35^2}{2} = -11.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s x \begin{cases} T(0) = 10.98 \text{ KN} \\ T(4.35) = 10.98 - 6.23 \times 4.35 = -16.12 \text{ KN} \end{cases}$$

On doit chercher l'abscisse x correspondant au moment max :

$$T(x) = 0 \longrightarrow x = \frac{R_0}{q_s} = \frac{10.98}{6.23} = 1.76 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1.76) = 10.98 \times 1.76 - \frac{6.23 \times 1.76^2}{2} \longrightarrow M_{max} = 9.67 \text{ KN.m}$$

- ❖ Travée 2 :

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

$$R_1 = \frac{6.23 \times \frac{1.8^2}{2} + 11.16}{1.8} = 11.85 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/1} = 0 \longrightarrow \sum M_{/1} = -M_1 + R_2 \times L_2 - q_s \times \frac{L_2^2}{2} = 0 \longrightarrow R_2 = \frac{q_s \times \frac{L_2^2}{2} + M_1}{L_2}$$

$$R_0 = \frac{6.23 \times \frac{1.8^2}{2} - 11.16}{1.8} \longrightarrow R_0 = -0.59 \text{ KN}$$

Vérification de l'équilibre :

$$\sum F_v = R_0 + R_1 - q_s \times L_1 \longrightarrow \sum F_v = 11.85 - 0.59 - 6.23 \times 1.8 \approx 0$$

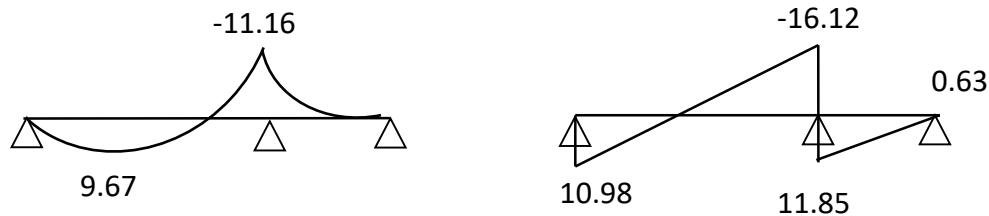
Donc, l'équilibre est vérifié.

$$- \quad S_{11}: 0 \leq x \leq 5.5$$

$$M(x) = R_1 x - q_s \frac{x^2}{2} + M_1 \quad \begin{cases} M(0) = -11.16 \\ M(1.8) = 11.85 \times 1.8 - \frac{6.23 \times 1.8^2}{2} - 11.25 = 0 \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_s x \quad \begin{cases} T(0) = 11.85 \text{ KN} \\ T(1.8) = 11.85 - 6.23 \times 1.8 = 0.63 \text{ KN} \end{cases}$$

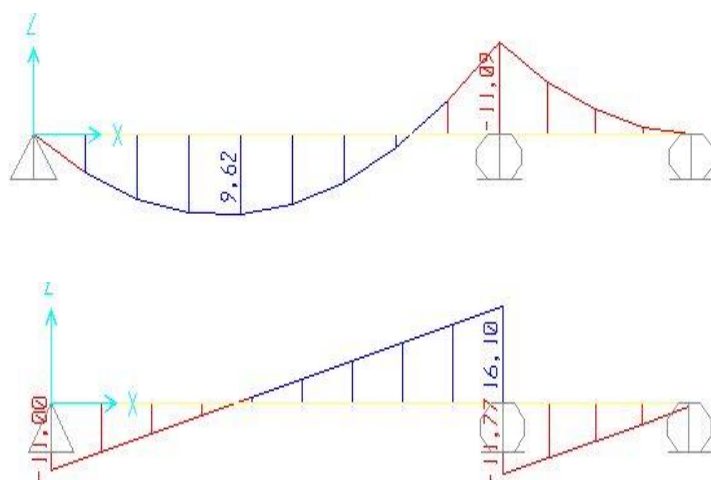
Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant, sont illustrés sur cette figure :



**Figure 3.6 :** Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS de poutrelle type 3 (mezzanine) manuellement

On va refaire le même exemple, mais cette fois on va utiliser le logiciel SAP 2000, puis on compare les résultats obtenus avec ceux calculés manuellement.

Les résultats tirés à partir du SAP 2000, sont illustrés sur la figure 3.7.



**Figure 3.7 :** Diagrammes du moment fléchissant et effort tranchant à ELS de la poutrelle type 3 (mezzanine) avec SAP2000

D'après ces diagrammes, on remarque que les résultats obtenus par SAP 2000, sont identiques à celle calculés manuellement.

Les sollicitations des autres types de poutrelles seront récapitulées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.2 :** Sollicitations à ELU et ELS des poutrelles

Niveau	type	M travée (KN.m)		M app (KN.m)		T (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
RDC	1	12.77	9.07	-23.08	-16.9	26.44	18.78
	2	14.33	10.18	-24.83	-17.63	27.30	19.40
	4	21.45	15.24	-6.28	-4.43	23	16.39
	9	15.05	10.69	-16.08	-11.42	24.36	17.31
MEZZ	2	13.12	9.39	-22.73	-16.28	25.01	17.9
	3	13.44	9.62	-15.94	-11.09	22.48	16.10
	7	14.50	10.32	-10.51	-7.48	20.25	14.91
	8	14.08	10.02	-14.33	-10.20	22.33	15.90
ETAGE	1	9.14	6.63	-17.03	-12.35	18.93	13.72
	3	11.0	7.79	-11.02	-7.99	17.32	12.56
	5	11.57	8.53	-17.85	-12.94	19.61	14.21
	6	13.63	9.88	-8.17	-5.92	17.27	12.52
	8	10.94	7.93	-11.14	-8.07	17.35	12.58
TERR	5	11.89	8.68	-18.04	-13.17	19.82	14.47
	10	10.92	7.97	-16.04	-11.71	19.22	14.04
	11	7.52	5.49	-9.54	-6.96	15.37	11.22
	12	7.8	5.7	-14.48	-10.58	17.55	12.81
	13	11.94	8.72	-16.19	-11.82	19.38	14.15
	14	10.48	7.66	-15.83	-11.56	19.08	13.94

### 2.3.2 Détermination des armatures longitudinales des poutrelles :

a) ELU :

❖ Calcul du ferrailage en travée :

Comme un exemple de calcul, on a choisi le type 4 (RDC).

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.65 \text{ m} \\ b_0 = 0.05 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 21.45 \text{ KN.m} = 21.45 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ Calcul de «  $M_T$  » :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T = N_T \times Z \\ N_T = b \times h_0 \times f_{bc} \quad \longleftrightarrow \quad M_T = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \\ Z = d - \frac{h_0}{2} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

$$M_T = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left(0.225 - \frac{0.05}{2}\right) \longrightarrow M_T = 0.0921 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} < M_T \longrightarrow$  Donc la détermination des armatures sera identique à une section rectangulaire fictive ( $b \times h$ ).

❖ Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.45 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.225)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.046$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

❖ Calcul de «  $A_{st}$  » en travée :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) \longrightarrow \alpha = 0.059$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.225 (1 - 0,4 \times 0.059) \longrightarrow Z = 0.22 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{21.45 \times 10^{-3}}{0.22 \times 347.83} = 2.81 \times 10^{-4} \longrightarrow A_{st} = 2.81 \text{ cm}^2$$

Donc on a choisi  $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 = 3T12$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{st \min} > 0.23 \times 65 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$3.39 > 1.77 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Calcul du ferrailage en appuis :

Comme un exemple on a choisi le type 2 (RDC).

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.65 \text{ m} \\ b_0 = 0.05 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{\text{appu}} = 24.83 \text{ KN.m} = 24.83 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{\text{appu}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24.83 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.288$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.288}) \longrightarrow \alpha = 0.437$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.225 (1 - 0.4 \times 0.437) = 0.186 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{appu}}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{24.83 \times 10^{-3}}{0.186 \times 347.83} \longrightarrow A_{sa} = 3.84 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.84 \text{ cm}^2$$

Donc on a choisi  $A_{sa} = 4.02 \text{ cm}^2 = 2\text{T16}$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{sa \min} > 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{sa \min} > 0.23 \times 12 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$4.02 > 0.33 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) ELS :

❖ Vérification des contraintes en travée :

Pour que la contrainte soit vérifiée, il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha_{tra} < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$\alpha_{tra} = 0.059$  (calculé précédemment)

$$\lambda = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{21.45}{15.24} \longrightarrow \lambda = 1.41 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_{tra} < \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100}$$

Puisque  $\alpha_{tra} < 0.455$ , donc la condition est vérifiée

❖ Vérification des contraintes en appuis :

$$\alpha_{app} < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{app} = 0.437$$

$$\lambda = \frac{M_{appu}}{M_{apps}} = \frac{24.83}{17.63} \longrightarrow \lambda = 1.41 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_{app} < \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100}$$

Puisque  $\alpha_{app} < 0.455$ , donc la condition est vérifiée.

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{27.3 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} \longrightarrow \tau_u = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

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

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

Le ferrailage des autres niveaux sera récapitulé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.3** : Ferrailages des poutrelles

Niv	type	$\mu_u$		$\alpha$		Z(m)		$A_{st}(\text{cm}^2)$		$A_{sa}(\text{cm}^2)$	
		Trav	App	Trav	App	Trav	App	Trav (cm <sup>2</sup> )	Fer (cm <sup>2</sup> )	App (cm <sup>2</sup> )	Fer (cm <sup>2</sup> )
RDC	1	0.027	0.268	0.035	0.399	0.222	0.189	1.655	2T12	3.51	1T14+1T16
	2	0.0307	0.288	0.039	0.437	0.221	0.186	1.860	2T12	3.84	2T16
	4	0.046	0.073	0.059	0.095	0.220	0.216	2.807	3T12	0.834	1T12
	9	0.0323	0.186	0.041	0.261	0.221	0.202	1.955	2T12	2.294	T12+T14
MEZ	2	0.0281	0.264	0.036	0.391	0.222	0.190	1.701	2T12	3.44	1T14+1T16
	3	0.0288	0.1852	0.037	0.258	0.222	0.202	1.743	2T12	2.271	3T12

	7	0.031	0.122	0.039	0.163	0.221	0.210	1.882	2T12	1.44	2T12
	8	0.0302	0.167	0.038	0.229	0.222	0.204	1.827	2T12	2.016	2T12
ETA	1	0.019	0.197	0.025	0.278	0.223	0.200	1.180	2T12	2.45	1T12+1T14
	3	0.0225	0.141	0.028	0.190	0.222	0.208	1.358	2T12	1.675	2T12
	5	0.024	0.207	0.031	0.294	0.222	0.199	1.497	2T12	2.584	1T14+1T12
	6	0.029	0.095	0.037	0.125	0.222	0.214	1.768	2T12	1.099	1T12
	8	0.0302	0.167	0.038	0.229	0.222	0.204	1.827	2T12	2.016	2T12
TER	5	0.0255	0.209	0.032	0.297	0.222	0.198	1.539	2T12	2.616	2T12
	10	0.0233	0.1868	0.029	0.261	0.222	0.202	1.406	2T12	2.294	2T12
	11	0.0161	0.1108	0.02	0.147	0.223	0.212	0.969	2T12	1.295	2T12
	12	0.0167	0.1682	0.021	0.232	0.223	0.204	1.005	2T12	2.039	2T12
	13	0.0256	0.1881	0.032	0.263	0.222	0.201	1.546	2T12	2.312	2T12
	14	0.0225	0.1839	0.028	0.256	0.222	0.202	1.354	2T12	2.254	2T12

### 2.3.3 Détermination des armatures transversales des poutrelles :

Le ferrailage transversal des poutrelles, doit être inférieur aux valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{min}\right)$$

Avec :

h : la hauteur du plancher

b<sub>0</sub> : la largeur du poutrelle

$\phi_{min}$  : le diamètre minimum du ferrailage longitudinal

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min(0.71, 1.2, 1.4)$$

On adopte un diamètre transversal égal à :  $\phi_t = 6$  mm.

❖ Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 V 2003, on a :

- Dans la zone nodale :

L'espacement dans cette zone doit être petit, parce que là où l'effort tranchant est important.

Cet espacement doit être inférieur à :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 30, 12\phi_{min}\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{25}{4}, 30, 12 \times 1.2\right)$$

$$\longrightarrow S_t \leq \min(6.25, 30, 14.4)$$

On va adopter un espacement égal à :  $S_t = 6$  cm.

- Dans la zone courante :

Dans cette zone, l'espacement doit être grand, car l'effort tranchant est moins important par rapport à la zone nodale. Il est calculé comme suit :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Avec : h étant la hauteur du plancher

$$S' \leq \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement égal à :  $S' = 12 \text{ cm}$ .

#### 2.3.4. Vérifications :

- ❖ Vérification au glissement en appui :

Pour éviter le risque de glissement au niveau de l'appui de la poutrelle, il faut s'assurer que cette condition soit vérifiée :

$$T_{\text{umax}} - \frac{M_{\text{appu}}}{0.9h} \leq 0$$

Avec :

$T_{\text{umax}}$  : c'est l'effort tranchant maximum

$$27.3 - \frac{24.83}{0.9 \times 0.25} = -83.01 < 0 \quad \longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- ❖ Vérification de la flèche :

La flèche calculée ne doit pas dépasser la flèche admissible :

$$f < f_{\text{adm}}$$

- ❖ Calcul de la flèche admissible :

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{1000} + 0.5$$

Avec : L étant la longueur de la poutrelle

$$f_{\text{adm}} = \frac{550}{1000} + 0.5 = 1.05 \text{ cm}$$

- ❖ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{1}{\gamma} \times \frac{L^2}{10}$$

Avec :

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ts}}{Ei \times I_{fi}}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \quad \text{et} \quad Ei = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

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

$$\longrightarrow I_0 = \frac{0.65 \times 0.25^3}{12} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \left( \frac{0.25}{2} - 0.1 \times 0.25 \right)^2 \longrightarrow I_0 = 8.97 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\varphi (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})}$$

Avec :

$$\varphi = \frac{A_{st}}{d \times b_0} \longrightarrow \varphi = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.25 \times 0.9} \longrightarrow \varphi = 0.0125$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0125 (2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65})} \longrightarrow \lambda_i = 3.28$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + f_{t28}} \longrightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 347.83 + 2.1} \longrightarrow \mu = 0.81$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 8.97 \times 10^{-4}}{1 + 3.28 \times 0.81} \longrightarrow I_{fi} = 2.7 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{25} \longrightarrow Ei = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{15.24 \times 10^{-3}}{32164.195 \times 2.7 \times 10^{-4}} \longrightarrow \frac{1}{\gamma} = 1.75 \times 10^{-3}$$

$$f = 1.75 \times 10^{-3} \times \frac{5.5^2}{10} \longrightarrow f = 5.29 \times 10^{-3} \text{ m}$$

❖ Vérification :

$$f = 5.29 \times 10^{-3} < f_{adm} = 0.0105 \text{ m}$$

Donc, la condition de la flèche est vérifiée.

### 2.3.5 Ancrage des armatures :

❖ Calcul de la contrainte d'adhérence  $\tau_s$  :

L'adhérence est un phénomène de liaison tangentielle à l'interface acier béton due au frottement. Cette contrainte d'adhérence est calculée comme suit :

$$\tau_s = 0.6 \times \varphi_s^2 \times f_{t28}$$

Avec :

$\varphi_s$  : Coefficient de scellement égale à 1.5 (pour les armatures hautes adhérence).

$F_{t28}$  : la résistance à la traction

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 \longrightarrow \tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

❖ Longueur de scellement droit  $L_s$  :

La longueur de scellement droit, est la longueur sur laquelle il faut associer l'acier et le béton, pour qu'à la sortie de l'ancrage, l'acier puisse travailler en traction à sa limite élastique  $f_e$ . Cette longueur doit être calculée de la manière suivante :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s} \longrightarrow L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} \longrightarrow L_s = 49.38 \text{ cm}$$

On adopte  $L_s = 55 \text{ cm}$ .

❖ Ancrage par courbure :

On adopte un croché avec un angle égal à  $135^\circ \longrightarrow \alpha = 2.57$  et  $\beta = 3.92$

- Calcul du rayon de la fibre moyenne  $r$  :

$$r \geq 5.5 \times \emptyset \longrightarrow r \geq 5.5 \times 1.4 \longrightarrow r \geq 7.7 \text{ cm}$$

- Calcul des longueurs rectilignes  $L_1$  et  $L_2$  :

$$L_1 = 6 \times \emptyset \text{ (car l'angle égale à } 135^\circ) \longrightarrow L_1 = 6 \times 1.4 \longrightarrow L_1 = 8.4 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r \longrightarrow L_2 = 55 - 2.57 \times 8.4 - 3.92 \times 7.7 \longrightarrow L_2 = 3.23 \text{ cm}$$

- Calcul de la longueur totale  $L$  :

$$L = L_2 + r + \frac{\emptyset}{2} \longrightarrow L = 3.23 + 7.7 + \frac{1.4}{2} \longrightarrow L = 11.63 \text{ cm}$$

### 2.3.6 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le CBA, le ferrailage de la dalle de compression est calculé par cette formule :

$$A_1 \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

$$L = 65 \text{ cm} \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \longrightarrow A_2 = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc, On adopte un treillis soudé de  $\Phi 5$ , avec un espacement  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$ .

Les deux coupes en appui et en travée, sont illustrées sur les deux figures suivantes :

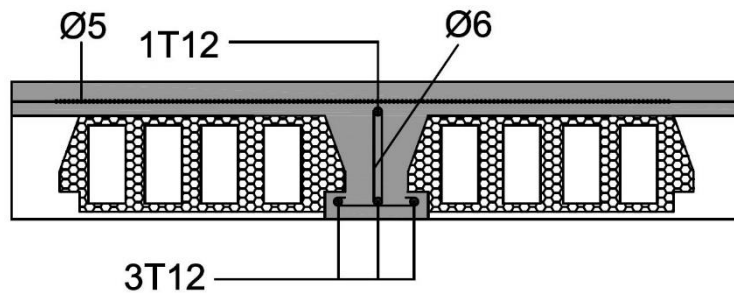


Figure 3.8 : Coupe en travée (Type 4 RDC)

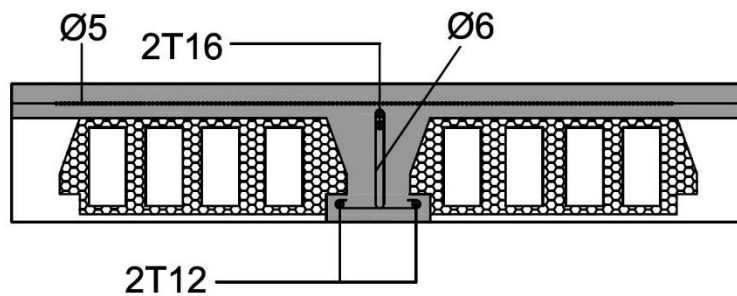


Figure 3.9 : Coupe en appui (Type 2 RDC)

### 3 ETUDE DE LA POUTRE NOYEE :

La poutre noyée est une poutre appuyée sur deux poutres secondaires, et elle a la même hauteur que le plancher (25 cm), mais dans ce cas, et puisque les contraintes dans le béton ne sont pas vérifiées, on va l'augmenter à  $h = 30$  cm. Donc elle ne devient pas noyée.

Et en ce qui concerne le  $b$ , on le prend égal à 30 cm.

a) Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre :  $P_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ Kn/m}$

Poids propre de mur :  $P_m = 2.74 \times (2.81) \rightarrow P_m = 7.7 \text{ KN/ml}$

b) Réaction de la poutrelle type 9, RDC sur la poutre :

❖ ELU :

$$R_{bu} = \frac{T_u}{b}$$

Avec :

$R_{bu}$  : Réaction de la poutrelle sur la poutre (état ultime)

$T_u$  : Effort tranchant de la poutrelle type 9 RDC (ELU)

$b$  : La largeur de la section de la poutrelle, on a choisi  $b = 0.65 \text{ ml}$

$$R_{bu} = \frac{3.61}{0.65} = 5.56 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$R_{bs} = \frac{T_s}{b}$$

Avec :

$R_{bs}$  : Réaction de poutrelle sur la poutre (état service)

$T_s$  : Effort tranchant de poutrelle type 9 RDC (ELS)

$b$  : La largeur de la section de la poutrelle, on a choisi  $b = 0.65$  ml

$$R_{bs} = \frac{2.85}{0.65} = 4.39 \text{ KN/ml}$$

c) Combinaison d'action :

❖ ELU :

$$q_u = 1.35G + R_{bu} \quad (Q = 0)$$

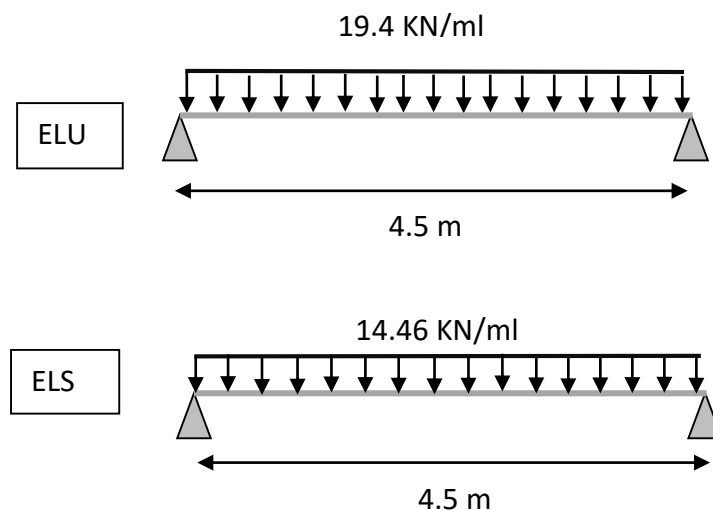
$$q_u = 1.35 \times (7.7 + 2.55) + 5.56 \longrightarrow q_u = 19.4 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$q_s = G + R_{bs} \quad (Q = 0)$$

$$q_s = 10.25 + 4.39 \longrightarrow q_s = 14.46 \text{ KN/m}$$

Les charges appliquées sur la poutre, sont illustrées sur la figure 3.10.



**Figure 3.10** : Charges appliquées sur la poutre à ELU et ELS

### 3.1 Calcul de la poutre :

#### 3.1.1 Diagrammes des moments et l'effort tranchant :

❖ ELU :

$$M_{tu \max} = \frac{q_u \times L^2}{8} \longrightarrow M_{tu \max} = \frac{19.4 \times (4.5^2)}{8} \longrightarrow M_{tu \max} = 49.11 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} \longrightarrow T_u = \frac{19.4 \times 4.5}{2} \longrightarrow T_u = 43.65 \text{ KN}$$

❖ ELS :

$$M_{ts\ max} = \frac{q_s \times L^2}{8} \longrightarrow M_{ts\ max} = \frac{14.46 \times (4.5^2)}{8} \longrightarrow M_{ts\ max} = 36.6\ \text{KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s \times L}{2} \longrightarrow T_s = \frac{14.46 \times 4.5}{2} \longrightarrow T_s = 32.54\ \text{KN}$$

### 3.1.2 Calcul du ferrailage longitudinal de la poutre :

Les efforts appliqués sur cette poutre sont illustrés sur cette figure :

**Tableau 3.4** : Efforts appliqués sur la poutre à ELU et ELS

	ELU	ELS
$M_{trav}\ (\text{KN/m}^2)$	49.11	36.6
T (KN)	43.65	32.54

Le calcul se fait en flexion simple sur le type 2.

a) ELU :

❖ Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.30\ \text{m} \\ \sigma_{st} = 347.83\ \text{MPa} \\ M_{tu} = 49.11\ \text{KN.m} = 49.11 \times 10^{-3}\ \text{MN.m} \\ h = 0.30\ \text{m} \\ f_{c28} = 25\ \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17\ \text{MPa}$$

$$d = 0.9 \times h \longrightarrow d = 0.9 \times 0.3 = 0.27\ \text{m}$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.11 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.159$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

- Calcul de «  $A_{st}$  » :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.159}) \longrightarrow \alpha = 0.217$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.315 (1 - 0.4 \times 0.217) \longrightarrow Z = 0.247\ \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{49.11 \times 10^{-3}}{0.247 \times 347.83} \longrightarrow A_{st} = 5.73 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 5.73 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée } 3T14+1T12 = 5.75 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{st \min} > 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400}$$

❖ Ferrailage min du RPA :

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

Où :

b et h : sont la largeur et la hauteur de la poutre noyée.

$$A_{\min} = 0.5\% \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} + A_{sa} > A_{\min} \longrightarrow 5.75 + 3.39 > 4.5 \longrightarrow 9.14 \text{ cm}^2 > 4.5 \text{ cm}^2$$

On remarque que la condition est vérifiée, donc on va garder ces sections.

b) ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton en travée :

- Position de l'axe neutre :

Pour trouver l'axe neutre, on doit faire la résolution de cette équation :

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A_{st} \times (d - y) = 0 \longrightarrow \frac{30y^2}{2} - 15 \times 5.75 \times (27 - y) = 0$$

$$15y^2 - 2328.75 + 86.25y = 0 \longrightarrow y = 9.91 \text{ cm}$$

- Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2 \longrightarrow I = \frac{30 \times 9.91^3}{3} + 15 \times 5.75 \times (27 - 9.91)^2$$

$$I = 34923.29 \text{ cm}^4$$

- Vérification :

On a :

$$M_{ts} = 36.6 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts}}{I} y \longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{36.6 \times 10^{-3}}{34923.29 \times 10^{-6}} \times 9.91 \longrightarrow \sigma_{bc} = 10.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{43.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.9 \times 0.3} = 0.54 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$  condition vérifiée  $\longrightarrow$  Il n'y a pas un risque de cisaillement.

### 3.1.3 Détermination des armatures transversales :

Le ferrailage transversal de la poutre, doit être inférieur aux valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min}\right)$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre

b: la largeur de la poutre

$\phi_{\min}$  : le diamètre minimum du ferrailage longitudinal

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}, \frac{30}{10}, 1.2\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min(0.86, 3, 1.2)$$

On adopte un diamètre transversal  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

❖ Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 V 2003, on a :

❖ Dans la zone nodale :

L'espacement dans cette zone doit être petit, parce que là où l'effort tranchant est important. Cet espacement doit être inférieur à :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min(7.5, 14.4, 30)$$

On adopte un espacement de 7 cm ( $S_t = 7 \text{ cm}$ ).

❖ Dans la zone la courante :

Dans cette zone, l'espacement doit être calculé comme suit :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Avec : h étant la hauteur de la poutre

$$S' \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S' \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm ( $S' = 15$  cm).

### 3.1.4 Vérification de la flèche :

On vérifie la flèche par cette condition :

$$f < f_{adm}$$

❖ Calcul de la flèche admissible :

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

Avec : L étant la longueur de la poutre

$$f_{adm} = \frac{450}{500} + 0.5 = 0.9 \text{ cm}$$

❖ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{1}{\gamma} \times \frac{L^2}{10}$$

Avec :

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ts}}{Ei \times I_{fi}}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \quad \text{et} \quad Ei = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

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

$$\longrightarrow I_0 = \frac{0.3 \times 0.3^3}{12} + 15 \times 5.75 \times 10^{-4} \left( \frac{0.3}{2} - 0.1 \times 0.3 \right)^2 \longrightarrow I_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\varphi(2+3)}$$

Avec :

$$\varphi = \frac{A_{st}}{d \times b} \longrightarrow \varphi = \frac{5.75 \times 10^{-4}}{0.27 \times 0.3} \longrightarrow \varphi = 7.1 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{7.1 \times 10^{-3} (2+3)} \longrightarrow \lambda_i = 2.96$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + f_{t28}} \longrightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 7.1 \times 10^{-3} \times 347.83 + 2.1} \longrightarrow \mu = 0.69$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 8 \times 10^{-4}}{1 + 2.96 \times 0.69} \longrightarrow I_{fi} = 2.89 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{25} \longrightarrow Ei = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{36.6 \times 10^{-3}}{32164.195 \times 2.89 \times 10^{-4}} \longrightarrow \frac{1}{\gamma} = 3.94 \times 10^{-3}$$

$$f = 3.94 \times 10^{-3} \times \frac{4.5^2}{10} \longrightarrow f = 7.98 \times 10^{-3} \text{ m}$$

❖ Vérification :

$$f = 7.98 \times 10^{-3} \text{ m} < f_{adm} = 0.009 \text{ m}$$

Donc, la condition de la flèche est vérifiée.

### 3.1.5 Ancrage des armatures :

❖ Calcul de la contrainte d'adhérence  $\tau_s$  :

La contrainte d'adhérence est calculée comme suit :

$$\tau_s = 0.6 \times \varphi_s^2 \times f_{t28}$$

Avec :

$\varphi_s$  : Coefficient de scellement égale à 1.5 (pour les armatures hautes adhérence).

$f_{t28}$  : la résistance à la traction

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 \longrightarrow \tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

❖ Longueur de scellement droit  $L_s$  :

La longueur  $L_s$ , doit être calculée de la manière suivante :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s} \longrightarrow L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} \longrightarrow L_s = 42.32 \text{ cm}$$

On adopte  $L_s = 55 \text{ cm}$ .

❖ Ancrage par courbure :

On adopte un croché avec un angle égal à  $135^\circ \longrightarrow \alpha = 2.57$  et  $\beta = 3.92$

❖ Calcul du rayon de la fibre moyenne  $r$  :

Puisque les barres sont à hautes adhérence, le rayon doit être calculé comme suit :

$$r = 5.5 \times \emptyset \longrightarrow r = 5.5 \times 1.2 \longrightarrow r = 7 \text{ cm}$$

On choisit un rayon de courbure égal à 7 cm.

❖ Calcul des longueurs rectilignes  $L_1$  et  $L_2$  :

$$L_1 = 6 \times \emptyset \text{ (car l'angle égale à } 135^\circ) \longrightarrow L_1 = 6 \times 1.2 \longrightarrow L_1 = 7.2 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r \longrightarrow L_2 = 55 - 2.57 \times 7.2 - 3.92 \times 7 \longrightarrow L_2 = 9.06 \text{ cm}$$

❖ Calcul de la longueur totale L :

$$L = L_2 + r + \frac{\emptyset}{2} \longrightarrow L = 9.056 + 7 + \frac{1.2}{2} \longrightarrow L = 16.66 \text{ cm}$$

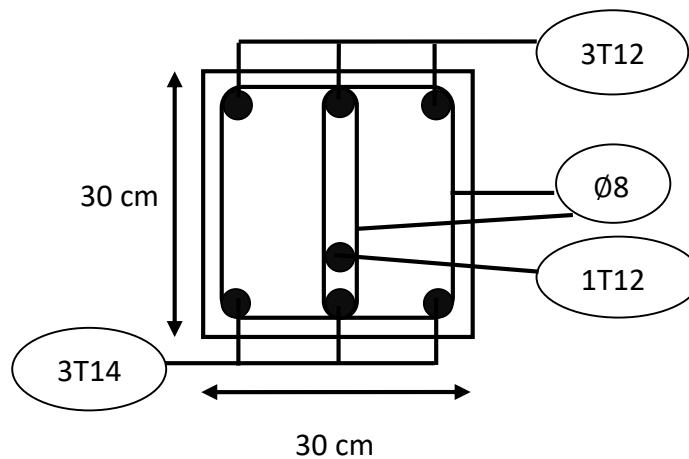
Le ferrailage de la poutre est récapitulé dans le tableau 3.5, et le schéma dans la figure 3.11.

**Tableau 3.5** : tableau récapitulatif du ferrailage de la poutre noyée

	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )	Ast choisie (cm <sup>2</sup> )	
En travée	5.73	3T14+1T12	5.75
En appui	/	3T12	3.39

### 3.1.6 schéma du ferrailage de la poutre :

le schéma de ferrailage est illustré sur cette figure :



**Figure 3.11** : Ferrailage de la poutre noyée

## 4 ETUDE DE L'ESCALIER :

Les escaliers sont calculés pour supporter toutes les charges d'exploitations et permanentes.

Le calcul se fait en flexion simple.

### 4.1 Combinaisons d'actions :

a) Type 1 :

❖ Volée :

La charge permanente est égale à :  $G = 9.10 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU} : q_u = (1.35 \times 9.10 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.04 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (9.10 + 2.5) \times 1 = 11.6 \text{ KN/ml}$$

❖ Palier :

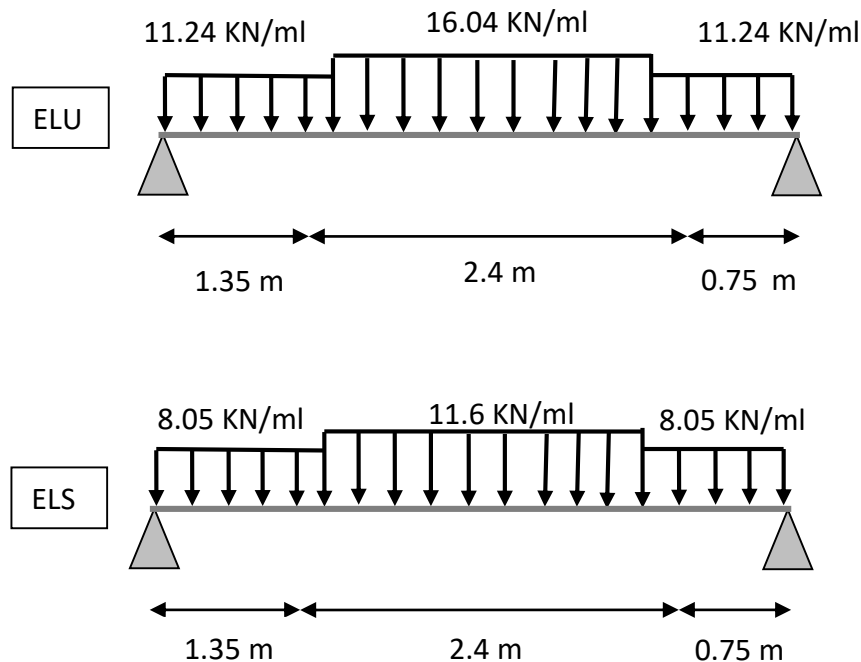
La charge permanente est égale à :  $G = 5.55 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU} : q_u = (1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (5.55 + 2.5) \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml}$$

Les charges appliquées sur l'escalier type 01, sont représentées sur la figure suivante :



**Figure 3.12** : Charges sur les escaliers type 1, à ELU et ELS

b) Type 2 :

❖ Volée 1 :

La charge permanente est égale à :  $G = 11.86 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU} : q_u = (1.35 \times 11.86 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 19.76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (11.86 + 2.5) \times 1 = 14.36 \text{ KN/ml}$$

## ❖ Volée 2 :

La charge permanente est égale à :  $G = 7.36 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU :  $q_u = (1.35 \times 7.36 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.69 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = (7.36 + 2.5) \times 1 = 9.86 \text{ KN/ml}$

## ❖ Palier :

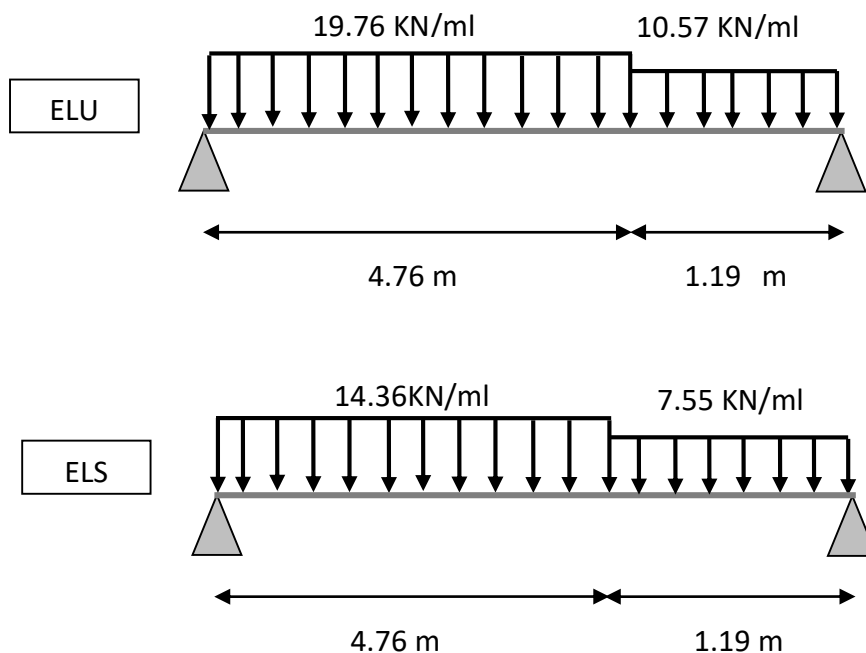
La charge permanente est égale à :  $G = 5.05 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU :  $q_u = (1.35 \times 5.05 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.57 \text{ KN/ml}$

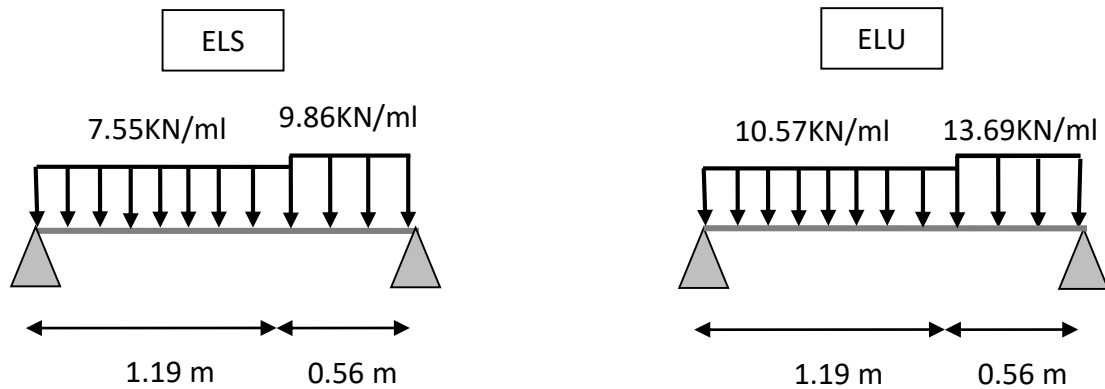
ELS :  $q_s = (5.05 + 2.5) \times 1 = 7.55 \text{ KN/ml}$

Les schémas ci-dessous, montrent les charges supportées par le palier et la volée1 de l'escalier type 2 :



**Figure 3.13** : charges supportées par le palier et la volée1 de l'escalier type 2

Les schémas ci-dessous, montrent les charges supportées par le palier et la volée2 de l'escalier type 2 :



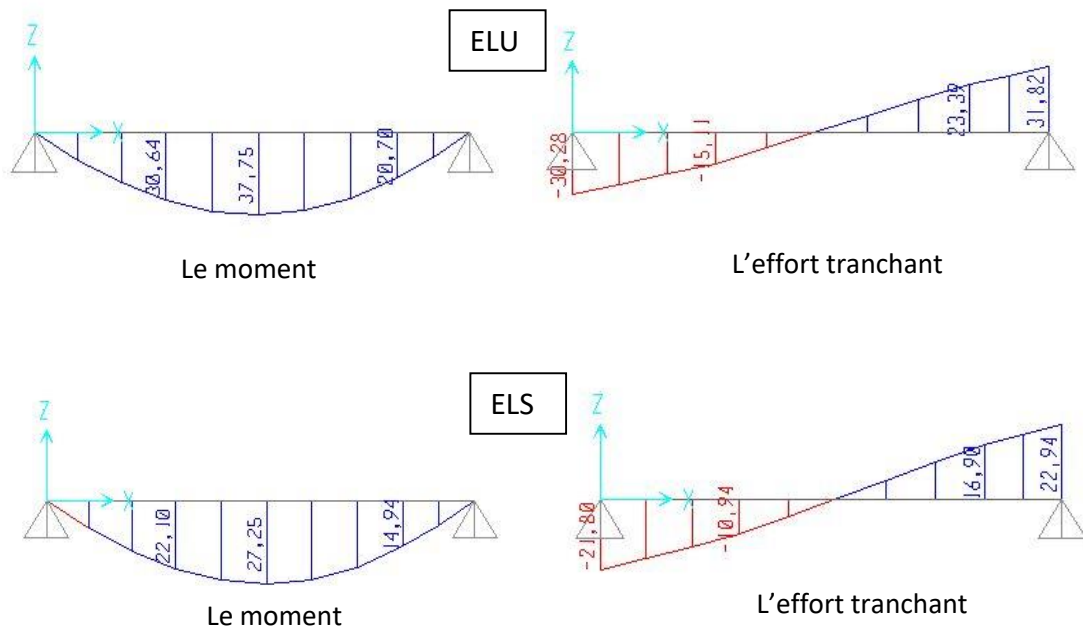
**Figure 3.14** : Chargement sur les escaliers type 2 à ELU et ELS (volée 2)

#### 4.2 Calcul des escaliers :

On étudiera le type 01, parce que c'est le plus souvent dans ce bâtiment. En revanche, les résultats de l'autre type seront récapitulés dans un tableau.

##### 4.2.1 Diagrammes des moments et l'effort tranchant :

Les diagrammes des sollicitations, tirés à partir de SAP2000, sont illustrés sur la figure 3.15.



**Figure 3.15** : Diagrammes des sollicitations appliquées sur les escaliers (Type 1) à ELU et ELS (SAP2000)

Donc nous avons :

❖ ELU :

$$M_{tu} = 0.85 \times M_{tu \max} \longrightarrow M_{tu} = 0.85 \times 37.75 = 32.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{app u} = 0.5 \times M_{tu \max} \longrightarrow M_{app u} = 0.5 \times 37.75 = 18.88 \text{ KN.m}$$

❖ ELS :

$$M_{ts} = 0.85 \times M_{ts \max} \longrightarrow M_{ts} = 0.85 \times 27.25 = 23.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{app s} = 0.5 \times M_{ts \max} \longrightarrow M_{app s} = 0.5 \times 27.25 = 13.63 \text{ KN.m}$$

#### 4.2.2 Calcul du ferrailage des escaliers :

Les efforts appliqués sur les escaliers (type 01, type 02), sont illustrées sur le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 3.6** : Efforts appliqués sur les escaliers type 1 et 2 (à ELU et ELS)

	Type 1		Type 2			
			Volée 1		Volée 2	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{trav}$ (KN.m)	32.09	23.16	71.55	51.96	3.6	2.58
$M_{app}$ (KN.m)	18.88	13.63	42.09	30.57	2.12	1.52
T (KN)	31.82	22.94	57.69	41.91	10.71	7.69

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ h_e = 0.17 \text{ m} \\ L_x = 1.25 \text{ m} \\ L_y = 4.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pour savoir si elle est portante dans un seul ou deux sens, on calcule  $\alpha$  par cette formule :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.25}{4.5} = 0.28 < 0.4$$

Donc, la dalle est portante dans un seul sens.

❖ Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 32.09 \text{ KN.m} = 32.09 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h_e = 17 \text{ cm} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h \longrightarrow d = 0.9 \times 0.17 = 0.153 \text{ m}$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32.09 \times 10^{-3}}{1 \times (0.153)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.0967$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

- Calcul de «  $A_{st}$  » :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0967}) \longrightarrow \alpha = 0.127$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.153 (1 - 0.4 \times 0.127) \longrightarrow Z = 0.145 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{32.09 \times 10^{-3}}{0.145 \times 347.83} = 6.35 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \longrightarrow A_{st} = 6.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on a choisi  $A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{app u} = 18.88 \text{ KN.m} = 18.88 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h_e = 0.17 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{app u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.88 \times 10^{-3}}{1 \times (0.153)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.0569$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0569}) \longrightarrow \alpha = 0.073$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.153 (1 - 0.4 \times 0.073) \longrightarrow Z = 0.149 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{appu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{18.88 \times 10^{-3}}{0.149 \times 347.83} = 3.66 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \longrightarrow A_{sa} = 3.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on a choisi  $A_{sa} = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{st \min} > 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\longrightarrow A_{st \min} > 1.85 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$6.79 \text{ cm}^2 > 1.85 \text{ cm}^2$ , la condition est vérifiée.

- En appui

$4.71 \text{ cm}^2 > 1.85 \text{ cm}^2$ , la condition est vérifiée.

❖ Armatures de répartition :

Ces armatures sont calculées de la manière suivante :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.79}{4} \longrightarrow A_r = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a choisi  $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

#### 4.2.3 vérification à ELS :

❖ Vérification des contraintes en travée :

Pour que la contrainte soit vérifiée, il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha_{tra} < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{tra} = 0.127 \text{ (calculé précédemment)}$$

$$\lambda = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{32.09}{23.16} \longrightarrow \lambda = 1.39$$

$$\alpha_{tra} < \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100}$$

Puisque  $\alpha_{tra} < 0.45$ , donc la condition est vérifiée

❖ Vérification des contraintes en appuis :

Pour que la contrainte soit vérifiée, il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha_{tra} < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$\alpha_{tra} = 0.073$  (calculé précédemment)

$$\lambda = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{18.88}{13.63} \longrightarrow \lambda = 1.39 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_{tra} < \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100}$$

Puisque  $\alpha_{tra} < 0.45$ , donc la condition est vérifiée

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{31.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153} \longrightarrow \tau_u = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$  la condition est vérifiée

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

#### 4.2.4. Vérification de la flèche :

On a ces conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{240} = 0.071 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ En travée :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{6.79}{100 \times 15.3} \leq \frac{4.2}{400}$$

$4.44 \times 10^{-3} < 0.0105 \longrightarrow$  condition vérifiée

❖ En appuis :

$$\frac{A_{sa}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.71}{100 \times 15.3} \leq \frac{4.2}{400}$$

$3.08 \times 10^{-3} < 0.0105 \longrightarrow$  condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

Le ferrailage des escaliers des deux types est récapitulé dans le tableau 3.7.

**Tableau 3.7 : Ferrailage des escaliers (type 1 et 2)**

Ferr (cm <sup>2</sup> /ml)	Type 1		Type 2			
	Calculé	Choisie	Volée 1		Volée 2	
Travée	6.35	6T12	8.52	6T14	0.97	5T8
Appui	3.66	6T10	4.92	6T12	0.57	5T8
Ar (répartition)	1.7	4T8	2.31	5T8	0.24	2T8

## 5 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est une poutre réalisée à mi-hauteur (généralement), pour supporter la charge des escaliers, et elle est calculée en flexion simple.

Cette poutre palière sera utilisée seulement pour l'escalier de type 1. En revanche, pour l'escalier de type 2, on va le fixer directement dans le voile de contreventement, donc la poutre palière n'est pas nécessaire dans ce cas.

a) Charge supportée par la poutre palière :

❖ Poids propre de la poutre :  $P_p = 0.35 \times 0.3 \times 25 \Rightarrow P_p = 2.63 \text{ KN/ml}$

❖ Poids propre de mur :  $P_m = 2.74 \left( \frac{3.06}{2} - 0.35 \right) \Rightarrow P_m = 3.23 \text{ KN/ml}$

b) Réaction du palier sur la poutre palière :

❖ ELU :

$$R_{bu} = \frac{T_u}{b}$$

Avec :

$R_{bu}$  : La réaction du palier sur la poutre palière à l'ELU.

$T_u$  : Effort tranchant du palier à l'ELU.

$b$  : La largeur de section de palier on a choisi  $b = 1 \text{ ml}$ .

$$R_{bu} = \frac{30.28}{1} = 30.28 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$R_{bs} = \frac{T_s}{b}$$

Avec :

$R_{bs}$  : La réaction du palier sur la poutre palière à l'ELS.

$T_s$  : Effort tranchant du palier à l'ELS.

$b$  : La largeur de section de palier on a choisi  $b = 1 \text{ ml}$ .

$$R_{bs} = \frac{21.8}{1} = 21.8 \text{ KN/ml}$$

La réaction  $R_b$  est appliquée sur 2.5 m de la longueur de la poutre palière.

c) Combinaisons d'actions :

❖ ELU :

$$q_u = 1.35G + R_{bu} \quad (Q = 0)$$

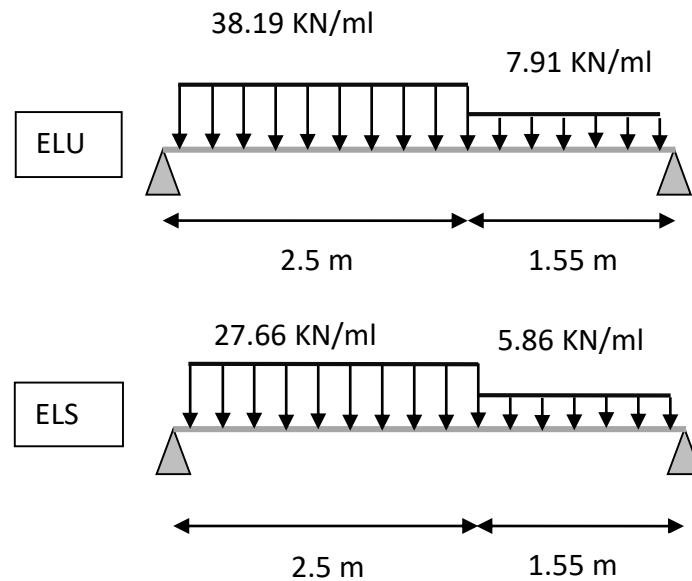
$$q_u = 1.35 \times (2.63 + 3.23) + 30.28 = 7.91 \text{ KN/ml} + 38.19 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$q_s = G + R_{bs} \quad (Q = 0)$$

$$q_s = 27.66 \text{ KN/ml} + 5.86 \text{ KN/ml}$$

Les charges appliquées sur la poutre palière sont illustrées sur la figure suivante :

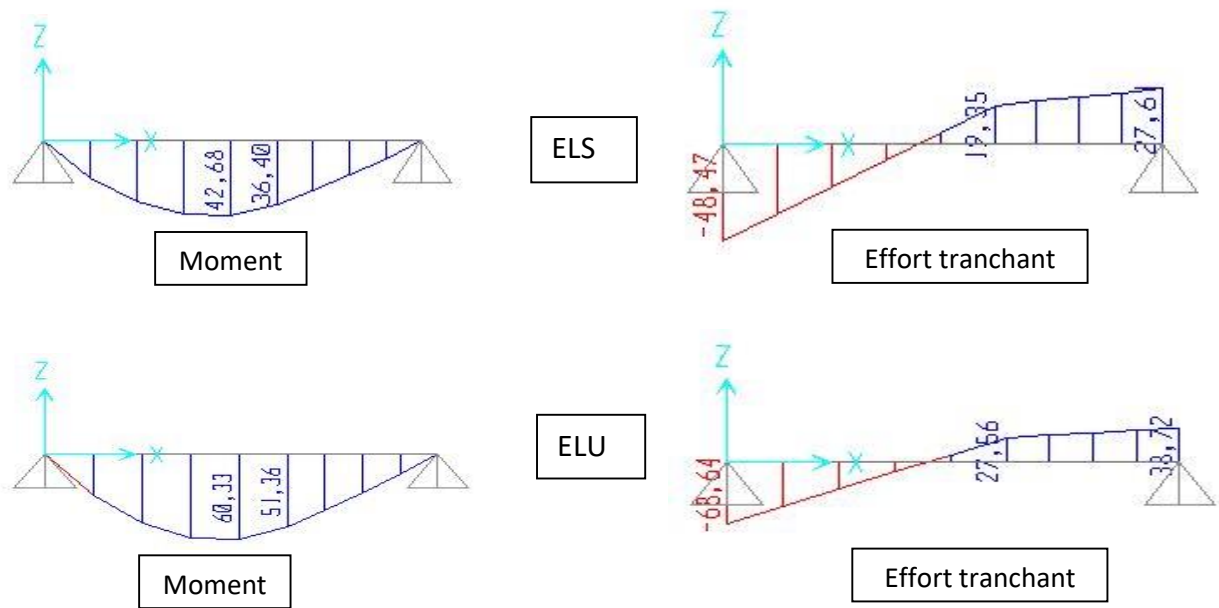


**Figure 3.16** : Chargement sur la poutre palière à ELU et ELS

## 5.1 Calcul de la poutre palière :

### 5.1.1 Diagrammes des moments et effort tranchant :

D'après les résultats tirés du sap2000, les valeurs et l'allure des sollicitations sont représentées sur la figure suivante :



**Figure 3.17** : Diagrammes des sollicitations appliquées sur la poutre palière à l'ELU et l'ELS (SAP2000)

❖ ELU :

$$M_{tu} = 0.85 \times M_{tu \max} \longrightarrow M_{tu} = 0.85 \times 60.33 = 51.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{app u} = 0.5 \times M_{tu \max} \longrightarrow M_{app u} = 0.5 \times 60.33 = 30.17 \text{ KN.m}$$

❖ ELS :

$$M_{ts} = 0.85 \times M_{ts \max} \longrightarrow M_{ts} = 0.85 \times 42.68 = 36.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{app s} = 0.5 \times M_{ts \max} \longrightarrow M_{app s} = 0.5 \times 42.68 = 21.43 \text{ KN.m}$$

### 5.1.2 Calcul du ferrailage longitudinal de la poutre palière :

Les valeurs des efforts appliquées sur la poutre palière, en ELU et en ELS sont représentées sur le tableau 3.8.

**Tableau 3.8** : Efforts appliqué sur la poutre palière

	Travée	Appui
$M_u$ (KN.m)	51.28	30.17
$M_s$ (KN.m)	36.28	21.43
$T_{\max}$ (KN)	68.64	48.47

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple, à l'ELU :

❖ Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.30 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 51.28 \text{ KN.m} = 51.28 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h \longrightarrow d = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m}$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51.28 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.122$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

- Calcul de «  $A_{st}$  » :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.122}) \longrightarrow \alpha = 0.163$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.315 (1 - 0,4 \times 0.163) = 0.294 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{51.28 \times 10^{-3}}{0.295 \times 347.83} = 5.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \longrightarrow A_{st} = 5.01 \text{ cm}^2$$

On va adopter  $A_{st} = 1T12+3T14 = 5.75 \text{ cm}^2$

❖ Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons ces données :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.3 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{app u} = 30.17 \text{ KN.m} = 30.17 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{app u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30.17 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.0715$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0715}) = 0.093$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.315 (1 - 0.4 \times 0.093) = 0.301 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{appu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{30.17 \times 10^{-3}}{0.301 \times 347.83} = 2.86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \longrightarrow A_{sa} = 2.86 \text{ cm}^2$$

On va adopter  $A_{sa} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité :

On doit s'assurer que cette condition soit vérifiée :

$$A_{st \min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{st \min} > 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} \longrightarrow A_{st \min} > 1.14 \text{ cm}^2$$

- En travée :  
 $5.75 \text{ cm}^2 > 1.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée
- En appui :  
 $3.39 \text{ cm}^2 > 1.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée

❖ Ferrailage min du RPA :

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

Où :

$b$  et  $h$  : sont la largeur et la hauteur de la poutre palière.

$$A_{\min} = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} + A_{sa} > A_{\min} \longrightarrow 5.75 + 3.39 > 5.25 \longrightarrow 9.14 \text{ cm}^2 > 5.25 \text{ cm}^2$$

On remarque que la condition est vérifiée, donc on va garder ces sections.

### 5.1.3 ELS :

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

- En travée :
  - Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on doit résoudre cette équation :

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A_{st} \times (d - y) = 0 \longrightarrow \frac{30y^2}{2} - 15 \times 5.75 \times (31.5 - y) = 0$$

$$15y^2 - 2329.425 + 73.95y = 0 \longrightarrow y = 10.89 \text{ cm}$$

- Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2 \longrightarrow I = \frac{30 \times 10.89^3}{3} + 15 \times 5.75 \times (31.5 - 10.89)^2$$

$$I = 49551.27 \text{ cm}^4$$

- Vérification :

On a :

$$M_{ts} = 36.28 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts}}{I} y \longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{36.28 \times 10^{-3}}{49551.27 \times 10^{-6}} \times 10.89 \longrightarrow \sigma_{bc} = 7.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

puisque  $\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$ , la contrainte dans le béton est vérifiée.

- En appui :
  - Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A_{sa} \times (d - y) = 0 \longrightarrow \frac{30y^2}{2} - 15 \times 3.39 \times (31.5 - y) = 0$$

$$15y^2 - 1601.78 + 50.85y = 0 \longrightarrow y = 8.78 \text{ cm}$$

- Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2 \longrightarrow I = \frac{30 \times 8.78^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (31.5 - 8.78)^2$$

$$I = 33017.047 \text{ cm}^4$$

- Vérification :

On a :

$$M_{app s} = 8.54 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{app s}}{I} y \longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{21.43 \times 10^{-3}}{33017.047 \times 10^{-6}} \times 8.78 \longrightarrow \sigma_{bc} = 5.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

#### 5.1.4 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{68.64 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315} \longrightarrow \tau_u = 0.73 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ , la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

#### 5.1.5 Détermination des armatures transversales :

Le ferrailage transversal de la poutre palière, doit être inférieur aux valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min}\right)$$

Avec :

$h$  : la hauteur de la poutre palière

$b$  : la largeur de la poutre palière

$\varnothing_{min}$  : le diamètre minimum du ferrailage longitudinal

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1.2\right) \longrightarrow \varnothing_t \leq \min(1, 3, 1.2)$$

On adopte un diamètre transversal égal à :  $\varnothing_t = 8$  mm.

❖ Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 V 2003, on a :

❖ Dans la zone nodale :

L'espacement doit être inférieur à :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \varnothing_{min}, 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(8.75, 14.4, 30 \text{ cm})$$

On adopte un espacement de 7 cm ( $S_t = 7$  cm).

❖ Dans la zone la courante :

Dans cette zone, l'espacement est calculé comme suit :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Avec :  $h$  étant la hauteur de la poutre

$$S' \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S' \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 17 cm ( $S' = 17$  cm).

### 5.1.6 Vérification de la flèche :

On a ces conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{405} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{405} = 0.086 > \frac{M_{tu}}{10 \times M_{tu \max}} = \frac{51.28}{10 \times 60.33} = 0.085 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ En travée :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{5.75}{30 \times 35 \times 0.9} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$6.08 \times 10^{-3} < 10.5 \times 10^{-3} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ En appuis :

$$\frac{A_{sa}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.39}{30 \times 35 \times 0.9} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$3.59 \times 10^{-3} < 10.5 \times 10^{-3} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

### 5.1.7 Ancrage des armatures :

❖ Calcul de la contrainte d'adhérence  $\tau_s$  :

La contrainte d'adhérence est calculée comme suit :

$$\tau_s = 0.6 \times \varphi_s^2 \times f_{t28} \longrightarrow \tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 \longrightarrow \tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

❖ Longueur de scellement droit  $L_s$  :

La longueur  $L_s$ , doit être calculée de la manière suivante :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s} \longrightarrow L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} \longrightarrow L_s = 42.32 \text{ cm}$$

On adopte  $L_s = 55 \text{ cm}$ .

❖ Ancrage par courbure :

On adopte un croché avec un angle égal à  $135^\circ \longrightarrow \alpha = 2.57$  et  $\beta = 3.92$

❖ Calcul du rayon de la fibre moyenne  $r$  :

Puisque les barres sont à hautes adhérence, le rayon doit être calculé comme suit :

$$r = 5.5 \times \varnothing \longrightarrow r = 5.5 \times 1.2 \longrightarrow r = 7 \text{ cm}$$

On choisit un rayon de courbure égal à 7 cm.

❖ Calcul des longueurs rectilignes  $L_1$  et  $L_2$  :

$$L_1 = 6 \times \varnothing \text{ (car l'angle égale à } 135^\circ) \longrightarrow L_1 = 6 \times 1.2 \longrightarrow L_1 = 7.2 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r \longrightarrow L_2 = 55 - 2.57 \times 7.2 - 3.92 \times 7 \longrightarrow L_2 = 9.06 \text{ cm}$$

❖ Calcul de la longueur totale  $L$  :

$$L = L_2 + r + \frac{\varnothing}{2} \longrightarrow L = 9.06 + 7 + \frac{1.2}{2} \longrightarrow L = 16.66 \text{ cm}$$

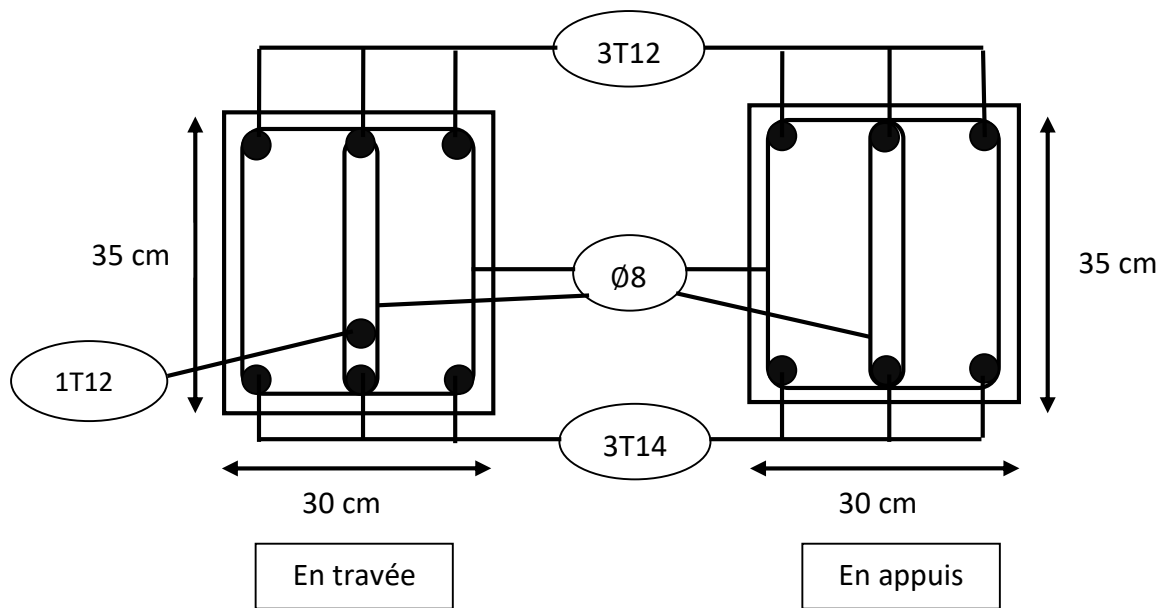
Le ferrailage est représenté dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 3.9** : Ferrailage de la poutre palière

	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )	Ast choisie (cm <sup>2</sup> )		Min RPA (cm <sup>2</sup> )
Travée	5.01	3T14+1T12	5.75	5.25
Appuis	2.86	3T12	3.39	

### 5.1.8 Schéma du ferrailage :

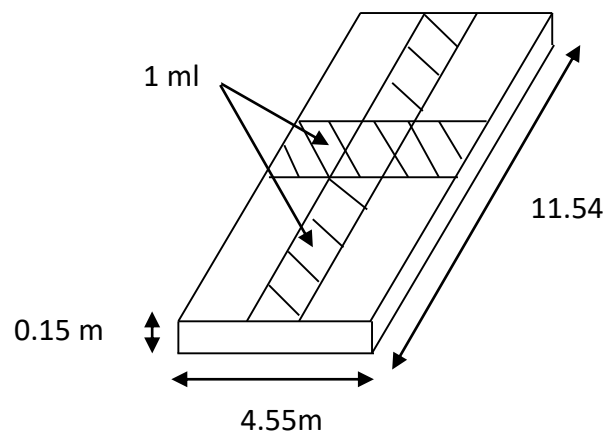
Le schéma du ferrailage de la poutre palière est représenté sur la figure suivante :



**Figure 3.18 :** Ferrailage de la poutre palière (coupe en travée et en appui)

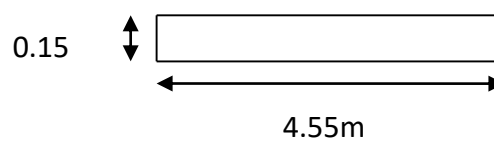
## 6 ETUDE DE LA RAMPE D'ACCES :

Les dimensions de la rampe d'accès sont illustrées sur la figure suivante :



**Figure 3.19 :** Dimensions de la rampe d'accès

Les calculs se font sur une bande de 1 ml. La section de la rampe d'accès qu'on va utiliser pour les calculs, est représenté sur la figure 3.20:



**Figure 3.20 :** Section de calcul de la rampe d'accès

### 6.1 Les charges appliquées sur la rampe d'accès :

On a deux types de charges appliquées sur la rampe d'accès :

❖ Charge d'exploitation :

Vue de la charge importante supportée par la rampe d'accès, on va prendre une charge d'exploitation égale à  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

❖ Charge permanente (poids propre) :

La charge permanente supportée par la rampe d'accès, c'est son poids propre :

$$G = \frac{E_p \times \rho_{\text{béton}}}{\cos \alpha} = \frac{0.15 \times 25}{\cos 11.85} = 3.84 \text{ KN/m}^2$$

#### 6.1.1 Les combinaisons d'actions :

❖ ELS :

$$q_s = G + Q = 3.84 + 2.5$$

$$q_s = 6.34 \text{ KN/m}^2$$

❖ ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.84) + (1.5 \times 2.5)$$

$$q_u = 8.93 \text{ KN/m}^2$$

#### 6.1.2 Calcul du moment de flexion :

Pour le calcul du moment fléchissant on utilise la méthode B.A.E.L, puisque la dalle porte dans les deux sens, donc Le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Où :

$M_x$  : c'est le moment fléchissant suivant x.

$M_y$  : c'est le moment fléchissant suivant y.

P : la charge uniformément répartie par unité d'aire.

$L_x$  : la longueur de la rampe d'accès.

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients obtenues à partir d'un tableau, en fonction de  $\alpha$ .

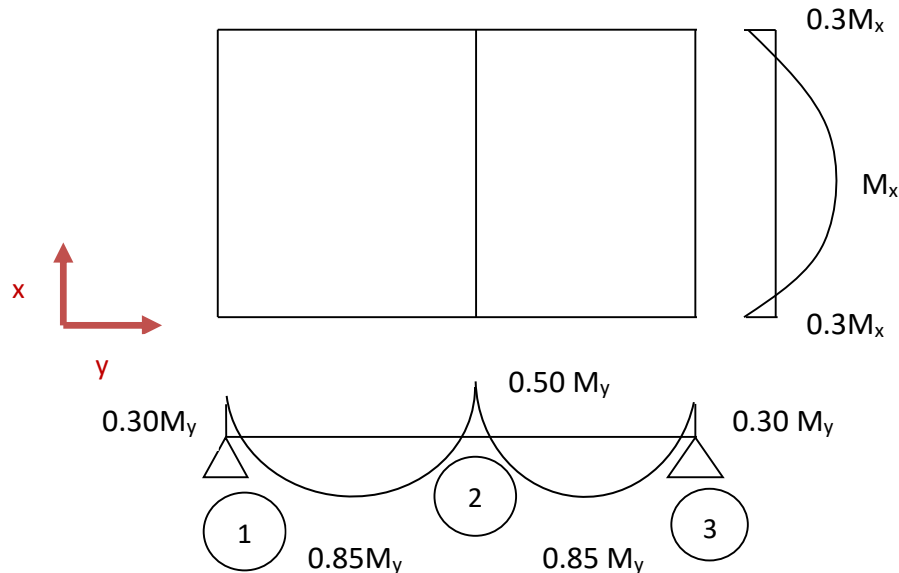
❖ ELU :

$$\begin{cases} M_{xu} = 0.0633 \times 8.93 \times 4.55^2 & \longrightarrow & M_{xu} = 11.70 \text{ KN.m/ml} \\ M_{yu} = 0.4938 \times 13.37 & \longrightarrow & M_{yu} = 6.60 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_{xs} = 0.0696 \times 6.34 \times 4.55^2 & \longrightarrow M_{xs} = 9.14 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ys} = 0.6315 \times 10.24 & \longrightarrow M_{ys} = 6.47 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

Pour déterminer les valeurs des moments en appuis ainsi qu'en travée, nous prendrons les coefficients suivants (figure 3.21).



**Figure 3.21** : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS (J. PERCHAT et all, 2007)

Dans le sens « y », les valeurs des moments sont déterminées comme suit :

- Moment en appui 2 :

$$\begin{cases} M_{a2y u} = 0,50 \times 6.60 = 3.30 \text{ KN.m/ml} \\ M_{a2y s} = 0,50 \times 6.47 = 3.24 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{ty u} = 0,85 \times 6.60 = 5.61 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ty s} = 0,85 \times 6.47 = 5.50 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

- Moment en appui 1 et 3 :

$$\begin{cases} M_{a1,3y u} = 0,30 \times 6.60 = 1.98 \text{ KN.m/ml} \\ M_{a1,3y s} = 0,30 \times 6.47 = 1.94 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

Dans le sens « x » il n'y a pas de continuité ; en travée, les valeurs trouvées pour  $M_x$  doivent donc être conservées sans réduction. Sur appuis, en revanche, on peut s'arranger pour pouvoir équilibrer un moment supérieur à  $0,15 M_x$ , (J. PERCHAT et all, 2007) D'où :

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx u} = 11.70 \text{ KN.m/ml} \\ M_{tx s} = 9.14 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

- Moment en appui :

$$\begin{cases} M_{ax u} = 0.3 \times 11.70 = 3.51 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ax s} = 0.3 \times 9.14 = 2.74 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

❖ Vérification :

On doit vérifier que :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M$  (pour les deux sens)

Soit  $M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues prises respectivement en compte, pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e).

- Suivant y :

$$0.85M_y + \frac{0.5M_y + 0.3M_y}{2} \geq 1.25M_y \quad \longrightarrow \quad 0.85 \times 6.60 + \frac{0.5 \times 6.60 + 0.3 \times 6.60}{2} > 1.25 \times 6.6$$

$$\longrightarrow 8.25 = 8.25 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Suivant x :

$$M_x + \frac{0.3M_x + 0.3M_x}{2} \geq 1.25M_x \quad \longrightarrow \quad 11.70 + \frac{0.3 \times 11.70 + 0.3 \times 11.70}{2} > 1.25 \times 11.70$$

$$\longrightarrow 15.21 > 14.63 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 6.2 Détermination du ferrailage :

❖ Ferrailage suivant y :

- Ferrailage en travée :

Le calcul se fait en flexion simple. On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Où :

$M_u$  : c'est le moment ultime max en travée

$b$  : la largeur de la bande

$d$  : distance entre la fibre supérieur et l'armature

$f_{bc}$  : est la valeur de calcul de la contrainte du béton.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.61 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} \quad \longrightarrow \quad \mu_u = 0.021$$

$$\mu_R = 0.392 \quad (f_e = 400 \text{ et } \gamma_s = 1,15)$$

$\mu_u < \mu_R$ , donc on a une section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

Pour le calcul de  $A_{st}$  on utilise la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,027$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{Où : } d = 0.9h = 0.9 \times 0.15 \longrightarrow d = 0.135 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{5.61 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 1.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Ferrailage en appui 2 :

Le calcul se fait en flexion simple. On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Où :

$M_u$  : c'est le moment ultime max en appui.

$b$  : la largeur de la bande

$d$  : distance entre la fibre supérieur et l'armature

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.3 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.013$$

$$\mu_R = 0.392 \text{ (} f_e \text{ 400 et } \gamma_s = 1,15)$$

$\mu_u < \mu_R$ , donc on a une section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

Pour le calcul de  $A_{st}$  on utilise la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 0,016$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.134 \text{ m}$$

$$\text{Où : } d = 0.9h = 0.9 \times 0.15 \longrightarrow d = 0.135 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{3.3 \times 10^{-3}}{0.134 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 0.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Ferrailage suivant x :

- Ferrailage en travée :

On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.70 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.045$$

$$\mu_R = 0.392 \text{ (} f_e \text{ 400 et } \gamma_s = 1,15)$$

$\mu_u < \mu_R$ , donc on a une section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 0,058$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{Où : } d = 0.9h = 0.9 \times 0.15 \longrightarrow d = 0.134 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{11.70 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 2.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Ferrailage en appui :

On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.51 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.014$$

$$\mu_R = 0.392 \text{ (} f_e 400 \text{ et } \gamma_s = 1,15)$$

$\mu_u < \mu_R$ , donc on a une section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 0,018$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.134 \text{ m}$$

$$\text{Où : } d = 0.9h = 0.9 \times 0.15 \longrightarrow d = 0.133 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{3.51 \times 10^{-3}}{0.133 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 0.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 6.3 Section minimale d'armatures :

La section minimale suivant les deux directions de calculs, est déterminée par cette formule :

❖ Le sens de la plus grande portée y :

$$A_{ymin} = 0.08\%B \text{ (CBA, 93)} \longrightarrow A_{ymin} = 0.08\% \times 15 \times 100 \longrightarrow A_{ymin} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Où :  $h_0$  c'est l'épaisseur de la dalle

❖ Le sens de la petite portée x :

$$A_{x\min} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y\min} \longrightarrow A_{x\min} = \frac{3-0.74}{2} 1.2 \longrightarrow A_{x\min} = 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix de diamètre des barres :

$$\Phi < \frac{h_0}{10} \longrightarrow \Phi < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre des barres doit être inférieur à 15 mm.

### 6.3.1 Sens x-x :

❖ En travée :

$$\text{On prend } A_{st}(x) = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st \text{ choisi}}(x) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ En appui :

$$\text{On prend } A_{st}(x) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(x) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Longueur des chapeaux :

$$l_{1x} = 0.4 \times l_x = 0.4 \times 4.55 \longrightarrow l_{1x} = 1.82 \text{ m}$$

### 6.3.2 Sens y-y :

❖ En travée :

$$\text{On prend } A_{st}(y) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(y) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ En appui :

$$\text{On prend } A_{st}(y) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(y) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Longueurs des chapeaux :

$$\text{Appui de rive 1 : } l_{1y} = 0.25 \times l_y = 0.25 \times 6.13 \longrightarrow l_{1y} = 1.53 \text{ m}$$

$$\text{Appui de rive 2 : } l_{2y} = 0.25 \times l_y = 0.25 \times 5.42 \longrightarrow l_{2y} = 1.36 \text{ m}$$

$$\text{Appui intermédiaire : } l_{3y} = l'_{1y} + l'_{by} + l'_{2y}$$

$$l'_{1y} = l_{1y} = 0.25 \times l_y = 0.25 \times 6.13 \longrightarrow l'_{1y} = 1.53 \text{ m}$$

$$l'_{by} = 0.30 \text{ m (largeur de la poutre)}$$

$$l'_{2y} = 0.25 \times l_y = 0.25 \times 5.42 \longrightarrow l'_{2y} = 1.36 \text{ m}$$

$$l_{3y} = 1.53 + 1.36 + 0.3 = 3.19 \text{ m}$$

### 6.4 Disposition constructive :

L'espacement max des barres d'une même nappe, est calculé comme suit :

❖ Suivant y :

$$S_{ty} \leq \min (4h_0; 33 \text{ cm}) = \min (60; 33 \text{ cm}) \quad (\text{BAEL},91)$$

$$S_{ty} \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte  $S_{ty} = 33 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres sera pris égal à 33 m.

❖ Suivant x :

$$S_{tx} \leq \min (3h_0; 33 \text{ cm}) = \min (45; 33 \text{ cm}) \quad (\text{BAEL},91)$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte  $S_{tx} = 33 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres sera pris égal à 33 m.

### 6.5 Vérification :

#### 6.5.1 Vérification de l'effort tranchant :

Au milieu du grand côté :

$$V_{ux} = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{8.93 \times 4.55}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.74}{2}} \longrightarrow V_{ux} = 14.83 \text{ KN}$$

Au milieu du petit côté :

$$V_{uy} = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{8.93 \times 4.55}{3} \longrightarrow V_{uy} = 13.54 \text{ KN}$$

$$V_u = \max (V_{ux}; V_{uy}) = \max (14.83; 13.54) \longrightarrow V_u = 14.83 \text{ KN}$$

Donc, l'effort tranchant maximum égal à 14.83 KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{14.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  , la condition de l'effort tranchant est vérifiée.

#### 6.5.2 Vérification à l'ELS :

❖ Suivant x en travée :

- Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2} x^2 + A_{sc}(x - d') - n A_{st}(d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad A_{sc}(x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 4.52(13.5 - x) = 0 \longrightarrow 50x^2 + 67.8x - 915.3 = 0$$

$$x = 3.65 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de  $x = 3.65 \text{ cm}$ .

- Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 1.62 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 4.38 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 1.62 \times 10^{-5} + 15 \times 4.38 \times 10^{-6} \longrightarrow I = 8.19 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{9.14 \times 10^{-3} \times 3.65 \times 10^{-2}}{8.19 \times 10^{-5}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.07 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 9.14 \times 10^{-3} (0.135 - 3.65 \times 10^{-2})}{8.19 \times 10^{-5}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 164.89 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\longrightarrow \bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$  Donc la condition est vérifiée.

❖ Suivant y en travée:

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

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

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 3.14(13.5 - x) = 0 \longrightarrow 50x^2 + 42.39x - 635.85 = 0$$

$$x = 3.17 \text{ cm}$$

- Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 1.06 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 3.33 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 1.06 \times 10^{-6} + 15 \times 3.33 \times 10^{-6} \longrightarrow I = 5.10 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{5.50 \times 10^{-3} \times 3.17 \times 10^{-2}}{5.10 \times 10^{-5}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3.41 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➔  $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$  , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 5.50 \times 10^{-3} (0.133 - 3.17 \times 10^{-2})}{5.10 \times 10^{-5}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 163.87 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

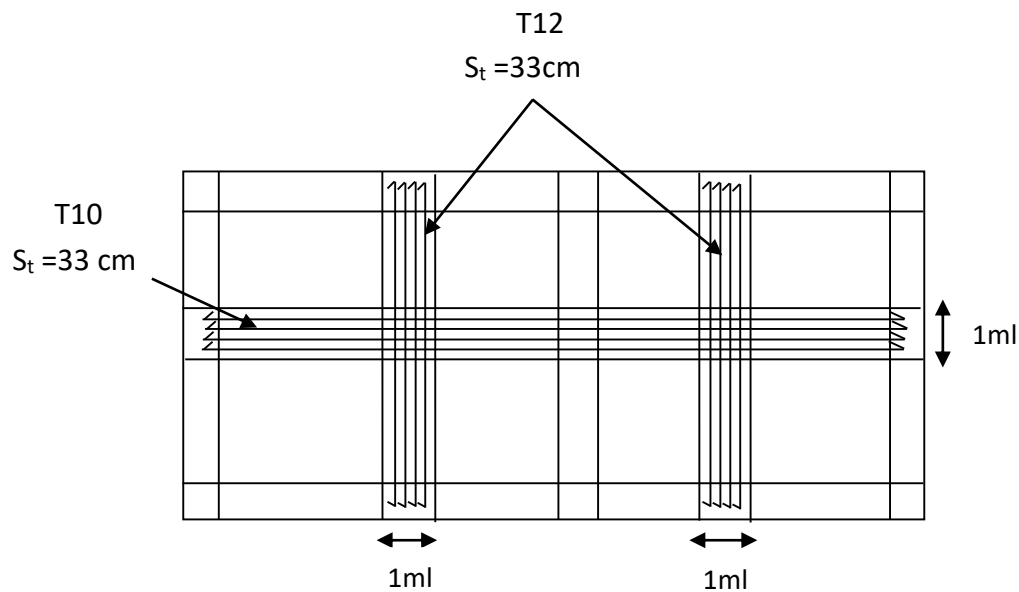
➔  $\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

Puisque les contraintes sont vérifiées dans le cas plus défavorable (moment plus grand), donc ce n'est pas la peine de vérifier les autres moments.

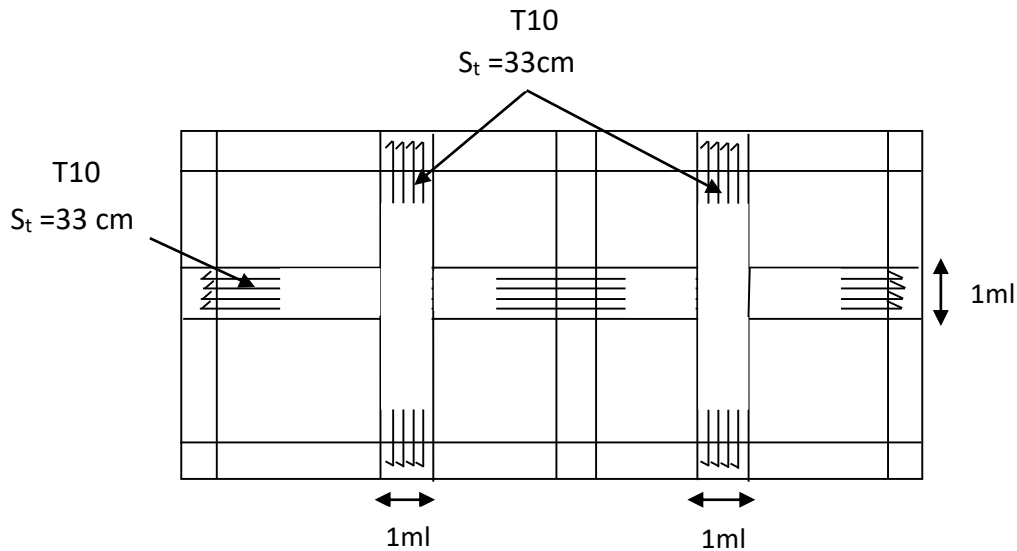
### 6.5.3 Schéma du ferrailage :

Le ferrailage de la rampe d'accès est constitué de deux nappes, une inférieure suivant y, et une autre supérieure suivant x.

Ce ferrailage est représentée sur les deux figures suivantes :



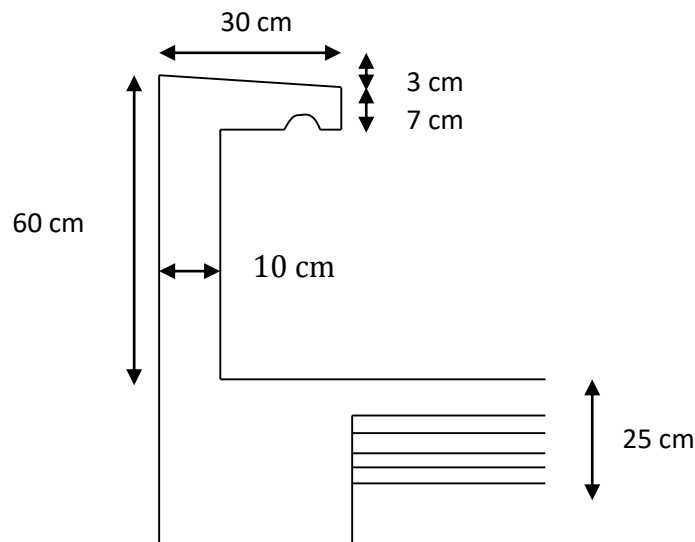
**Figure 3.22 :** Nappe inférieure du ferrailage de la rampe d'accès



**Figure 3.23 :** Nappe supérieure du ferrailage de la rampe d'accès

## 7 ETUDE DE L'ACROTÈRE :

Les dimensions de l'acrotère sont représentées sur la figure ci-dessous :



**Figure 3.24 :** Dimensions de l'acrotère

### 7.1 Actions agissant sur l'acrotère :

❖ La charge permanente G (par mètre linéaire) :

La charge permanente est déterminée par cette formule :

$$G = S_{acro} \times 1 \text{ m} \times \rho_{b\acute{e}ton} + L_{enduit} \times 1 \text{ m} \times E_p \text{ enduit} \times \rho_{enduit}$$

$$G = 0.077 \times 1 \times 25 + 1.67 \times 1 \times 0.02 \times 18 \quad \Rightarrow \quad G = 2.53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Où : } S = (0.1 \times 0.6) + (0.20 \times 0.07) + (0.2 \times 0.03 / 2) \quad \Rightarrow \quad S = 0.06 \text{ m}^2$$

## ❖ La charge d'exploitation :

La charge d'exploitation est représentée par une force ponctuelle  $Q = \pm 1$  KN, appliquée en haut.

La distance  $d$  entre le point d'application de la charge d'exploitation, et la section d'encastrement est égal à :  $d=0.6$ m

## ❖ Le séisme :

L'action sismique est calculée par cette formule :

$$E = \mp 4 \times A \times C_p \times W$$

Où :

$A$  : coef d'accélération de la zone obtenue dans le tableau(4.1) du RPA99 V2003, pour la zone et le groupe d'usage appropriées pour notre projet on l'a pris égale à 0.1 (Zone I - groupe 2).

$C_p$  : facteur de force horizontale, obtenue à partir du tableau (6.1) du RPA99 V2003. On l'a pris égale à 0.8.

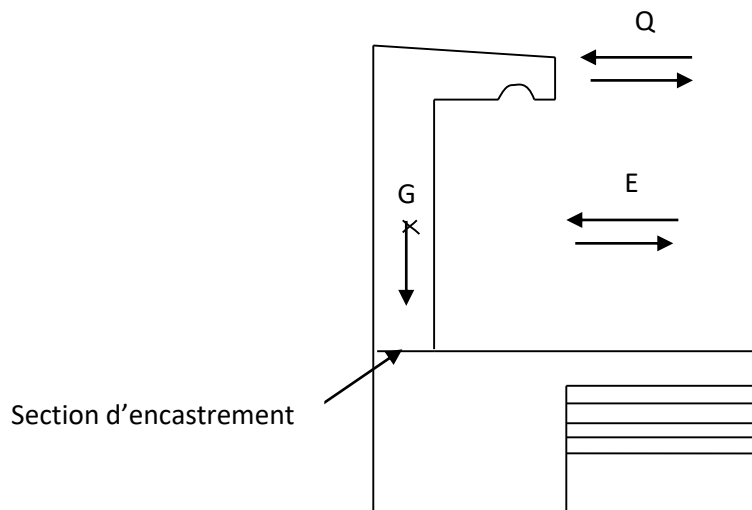
$W$  : Poids de l'acrotère

$$E = \mp 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 2.53 \longrightarrow E = \mp 0.81 \text{ KN/ml}$$

La distance  $d$  entre le point d'application de l'action sismique, et la section d'encastrement est égal à :

$$d = \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} \longrightarrow d = 0.3 \text{ m}$$

Ces différentes charges sont représentées dans la figure suivante :



**Figure 3.25** : Charges appliquées sur l'acrotère

## 7.2 Sollicitations :

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau du plancher soumis au poids propre de l'acrotère, la charge d'exploitation et aussi l'action sismique.

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons, et on choisit la plus défavorable. Ces combinaisons sont :

❖ ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.53 \longrightarrow N_u = 3.42 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times d = 1.5 \times 1 \times 0.6 \longrightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

❖ ELS :

$$N_s = G = 2.53 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = Q \times d = 1 \times 0.6 \longrightarrow M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

❖ La combinaison accidentelle :

$$G + Q + E = 2.53 + 1 \pm 0.81 \begin{cases} \xrightarrow{\text{Suivant x}} M_a = (1 \times 0.6) + (0.81 \times 0.3) = 0.843 \text{ KN.m} \\ \searrow \text{Suivant y} \rightarrow N_a = G = 2.53 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Donc, la combinaison qui donne les sollicitations les plus importants est ELU.

❖ Calcul de l'excentricité :

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.42} \longrightarrow e = 0.26 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \longrightarrow \frac{h}{2} < e \longrightarrow \text{la section est partiellement comprimé}$$

### 7.3 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé en flexion composé, par ce qu'on a un moment et un effort normale. Pour calculer le ferrailage nécessaire, on va faire les calculs sur une bande de 1ml de largeur, dont la section est représentée sur la figure suivante :

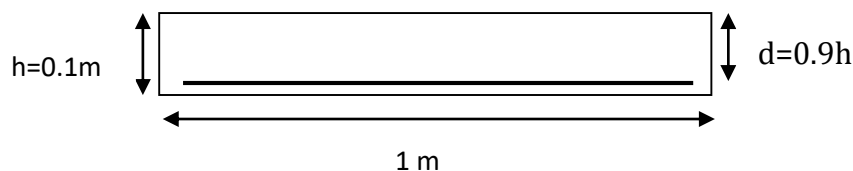


Figure 3.26 : La section de calcul de l'acrotère

❖ Calcul du  $M_a$  (moment de flexion fictif) :

Le moment de flexion fictif est calculé par cette formule :

$$M_a = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \longrightarrow M_a = 0.9 + 3.42(0.09 - 0.05) \longrightarrow M_a = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Où :

$M_a$  : c'est le moment de flexion fictif.

$b$  : longueur de l'acrotère, dans notre cas on va calculer par 1 mètre linéaire.

$d$  : distance entre la fibre supérieur et l'armature.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.04 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.1)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 9.06 \times 10^{-3}$$

$$\mu_R = 0.392 \text{ (} f_e \text{ 400 et } \gamma_s = 1,15 \text{)}$$

$\mu_u < \mu_R$ , donc section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

Pour le calcul de  $A_{st}$  on utilise la formule :

$$A_{st} = \left( \frac{M_a}{Z} - N_u \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 0,011 \text{ m}$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.089 \text{ m}$$

$$A_{st} = \left( \frac{1.04 \times 10^{-3}}{0.089} - 3.42 \times 10^{-3} \right) \frac{1}{348} \longrightarrow A_{st} = 2.38 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml} = 0.238 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### 7.4 Vérification de la section d'armature choisie :

Pour vérifier la section d'armature, on va utiliser cette condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{st \text{ min}} > 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} > 1.08 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections, on va choisir :

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\Phi 8$$

$A_{st \text{ choisi}} > A_{st \text{ min}}$ , donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**7.5 Armature de répartition :**

Pour déterminer le ferrailage de répartition, on divise  $A_{st}$  par 4 :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} \implies A_r = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :  $A_r = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 3\emptyset 8$

**7.6 Calcul de l'espace :**

D'après le BAEL, l'espace entre les barres doit être inférieur à :

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \implies St \leq \min(30; 33 \text{ cm}) \implies St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc, on va choisir un espacement de 25 cm entre les armatures longitudinal, et 25 cm entre les armatures de répartition.

**7.7 Vérification à l'ELS :**

❖ Calcul de  $e$  :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.53} \implies e = 0.24 \text{ m}$$

❖ Calcul de  $P$  :

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right) \implies P = -3\left(0.24 - \frac{0.1}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \left(0.24 - \frac{0.1}{2} + 0.09\right)$$

$$P = -0.1032 \text{ m}^2 = -1032 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul de  $q$  :

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 \implies q = 2\left(0.24 - \frac{0.1}{2}\right)^3 + \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \left(0.24 - \frac{0.1}{2} + 0.09\right)^2$$

$$q = 0.0736 \text{ m}^2 = 736 \text{ cm}^2$$

Pour trouver  $e_1$ , on va faire des itérations en utilisant cette formule :

❖ Calcul de  $e_1$  :

$$e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{P}$$

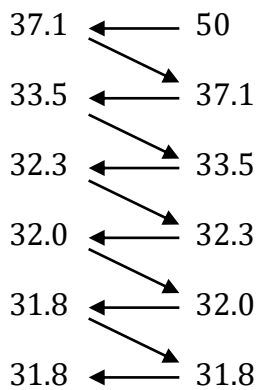
On choisit :  $e_1 = 50 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{-(50)^3 - 736}{-1032} = 121.8 \text{ cm} \implies e_1 = \frac{-(121.8)^3 - 736}{-1032} = 1751.6 \text{ cm}$$

On remarque qu'on utilisant cette formule,  $e_1$  diverge. Donc on va utiliser la deuxième formule :

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

$$e_1 = \sqrt[3]{50 \times 1032 - 736} = 37.1 \text{ cm}$$



Donc, on prend  $e_1 = 31.8 \text{ cm}$

❖ Calcul de X :

Maintenant, on calcule 'X' avec la formule ci-dessous :

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e = 5 + 31.8 - 24 \quad \longrightarrow \quad X = 12.8 \text{ cm}$$

❖ Calcul de 'S' :

$$S = \frac{bX^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - X) \quad \longrightarrow \quad S = \frac{100 \times 12.8^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (9 - 12.8)$$

$$S = 8077.43 \text{ cm}^3$$

❖ Vérification des contraintes :

- Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S} = \frac{2.53 \times 10^{-3} \times 12.8 \times 10^{-2}}{8077.43 \times 10^{-6}} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 0.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ , donc la contrainte dans le béton est vérifiée.

❖ Dans l'acier :

La contrainte dans l'acier égale à :  $\sigma_{st} = \frac{N_s \times n(d - X)}{S}$

$$\sigma_{st} = \frac{2.53 \times 10^{-3} \times 15(9 - 12.8 \times 10^{-2})}{8077.43 \times 10^{-6}} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{st} = 41.68 \text{ MPa}$$

Puisque l'acrotère est exposé aux intempéries (comme la pluie, la neige,...), donc la fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \quad \longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6 \text{ (HA)}$$

$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$  ➡ la contrainte dans l'acier est vérifiée

### 7.8 Schéma du ferrailage :

Le schéma du ferrailage de l'acrotère choisi, est représenté sur ces deux figures :

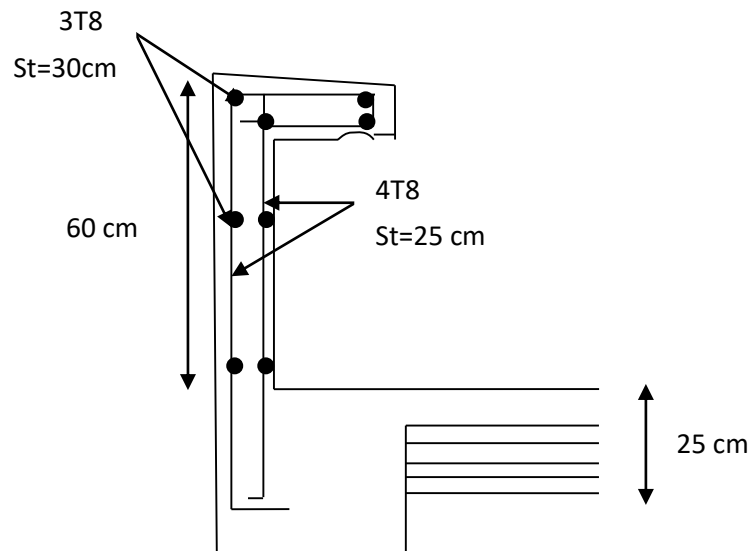


Figure 3.27 : Coupe transversal de l'acrotère

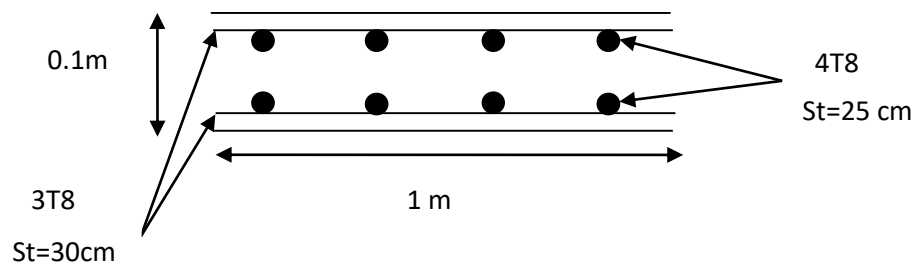


Figure 3.28 : Vue en plan de l'acrotère

## 8 ETUDE DE LA DALLE PLEINE :

### 8.1 Introduction :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une plateforme en béton armé, et de faible épaisseur, qui se dégage du mur d'un bâtiment. Dans la plupart des cas, le balcon est à l'extérieur de bâtiment, et il est encastré dans les poutres.

### 8.2 Dalle pleine type 01 (balcon):

#### 8.2.1 Pré dimensionnement :

Pour faire les calculs, on va choisir un balcon qui a 1.95 m de longueur. La méthode sera valable pour tous les autres balcons.

On va prendre une épaisseur du balcon égale à 15 cm, puis on va faire des vérifications par la suite.

### 8.2.2 Charges appliquées sur le balcon :

Les charges appliquées sur notre balcon sont :

- Poids propre :  $G = 8.03 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge des murs (simple paroi) :  $P = 0.1 \times 9 + [18 \times (1.5 + 1.5) \times 10^{-2}] \Rightarrow P = 1.44 \times 1 \text{ m}$   
 $\Rightarrow P = 1.44 \text{ KN/ml}$

### 8.2.3 Sollicitations :

Le schéma statique du balcon est représenté sur la figure 3.29 :

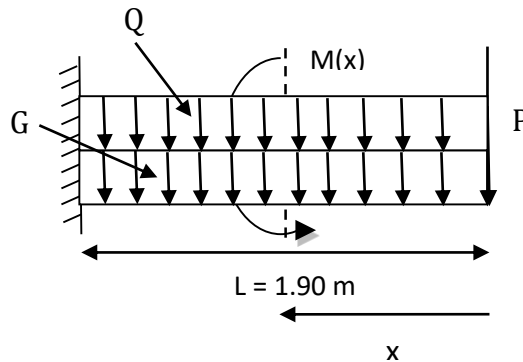


Figure 3.29 : Schéma statique de balcon

Les sollicitations sont déterminées à l'ELU ainsi à l'ELS :

#### ❖ ELU :

- Combinaisons d'actions :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.03 + 1.5 \times 3.5 \Rightarrow q_u = 16.09 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.44 \Rightarrow P_u = 1.94 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment :

$$M(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - p_u x \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.90) = -32.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = q_u x + p_u \quad \begin{cases} T(0) = 1.94 \text{ KN} \\ T(1.90) = 32.51 \text{ KN} \end{cases}$$

## ❖ ELS :

- Combinaisons d'actions :

$$q_s = G+Q = 8.03+3.5 \longrightarrow q_s = 11.53 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1.44 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment :

$$M(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - P_s x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.90) = -23.55 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = q_s x + P_s \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 1.44 \text{ KN} \\ T(1.90) = 23.35 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**8.2.4 Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait par une bande de 1ml, soumise à la flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Où :

$M_u$  : c'est le moment ultime

$b$  : longueur de balcon, dans notre cas on va calculer par une bande de 1 mètre linéaire.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32.73 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.127$$

$$\mu_R = 0.392 \text{ (} f_e 400 \text{ et } \gamma_s = 1,15)$$

$\mu_u < \mu_R$ , donc section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0$ ).

Pour le calcul de  $A_{st}$  on utilise la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 0,17 \text{ m}$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.126 \text{ m}$$

$$\text{Où : } d = 0.9h = 0.9 \times 0.15 \longrightarrow d = 0.135 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{32.73 \times 10^{-3}}{0.126 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 7.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix du ferrailage sera après le calcul de la section minimum, exigé par le RPA99 version 2003.

### 8.2.5 Section minimale d'armature :

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimum d'armature est calculée comme suit :

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\% \times 1 \times 0.15 \longrightarrow A_{min} = 7.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on va choisir un ferrailage égal à :

$$A_{st \text{ choisi}} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm.}$$

### 8.2.6 Armature de répartition :

Pour déterminer le ferrailage de répartition, on divise  $A_{st \text{ choisi}}$  par 4 :

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

On choisit :  $A_r = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10/\text{ml}$ , avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

### 8.2.7 Vérification à ELS :

❖ Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

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

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 7.92(13.5 - x) = 0 \longrightarrow 50x^2 + 118.8x - 1603.8 = 0$$

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

❖ Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 3.24 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 6.27 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 1.26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{13.65 \times 10^{-3} \times 4.6 \times 10^{-2}}{1.26 \times 10^{-4}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.98 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}, \text{ donc la condition est vérifiée}$$

❖ Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 13.65 \times 10^{-3} (0.135 - 4.6 \times 10^{-2})}{1.26 \times 10^{-4}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = \min (266.66; 201.63) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 144.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➔  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

### 8.2.8 Vérification au cisaillement :

Pour que le cisaillement soit vérifié, il faut s'assurer que cette condition est vérifiée:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $T_{max} = T(1.5) = 21.76 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{21.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Puisque  $\tau_u$  est inférieur à  $\bar{\tau}_u$ , il n'y a pas un risque de cisaillement.

### 8.2.9 Zone de recouvrement :

D'après le RPA99 version 2003, la zone de recouvrement minimale est égale à  $40\Phi$ , donc :

$$L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement est prise égale à  $L_r = 50 \text{ cm}$ .

### 8.2.10 Schéma de ferrailage de balcon :

La vue en plan et en coupe du ferrailage du balcon, est représenté sur la figure ci-dessous :

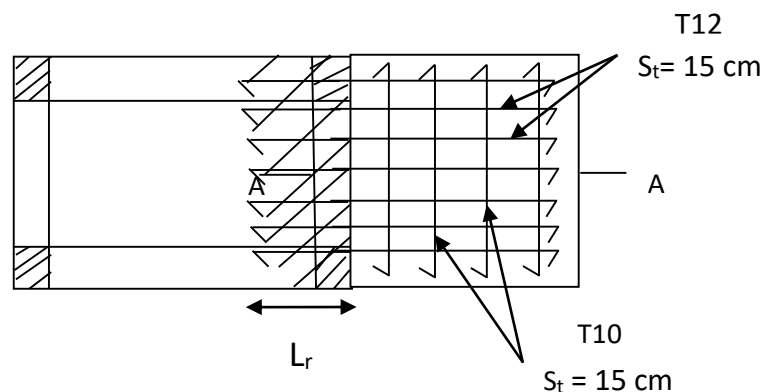
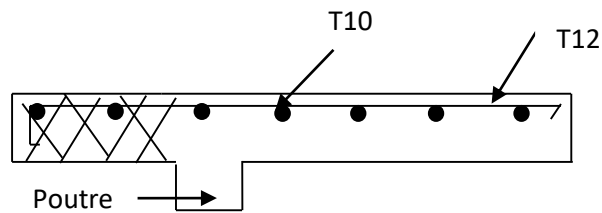


Figure 3.30.a) : Vue en plan du balcon



**Figure 3.30.b) :** Vue en coupe du balcon

**Remarque :**

La partie hachurée représente une bande d'équilibrage (contre poids) de  $40\Phi$ .

**8.3 Dalle pleine type 02 :**

Malgré que la charge d'exploitation dans le type 01 est importante, on a ferrillé avec le minimum. Donc, le ferrillage pour le type 02 sera le même de celui du type 01, puisque la charge d'exploitation est moins importante.

**9 ETUDE DE L'ASCENSEUR :**

L'utilisation de l'ascenseur est obligatoire dans le cas où le nombre des étages dépasse cinq. Et dans notre bâtiment, et puisque on a 16 étages, donc l'utilisation de l'ascenseur est indispensable.

Le plancher est calculé pour supporter la charge des composantes de l'ascenseur (cabine, moteur, câbles, contre poids ....).

L'ascenseur est composé de plusieurs éléments essentiels telles que :

- Le treuil de levage et sa poulie
- La cabine
- Le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie et le treuil. Soit :

- $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- $Q$  : la charge en cabine
- $P_p$  : le poids de contre poids
- $M_g$  : le poids des câbles

Dans notre projet, il y a deux ascenseurs dédiés au déplacement des personnes (3 personnes pour chaque ascenseur). Chaque ascenseur a une surface de  $1.17m^2$ . D'après la norme française (NF-P82-208), la charge maximale  $Q$  est environ 3 KN.

**9.1 Evaluation des charges :**

- ❖ Le poids mort  $P_m$  est égale à :  $P_m = 23.42KN$
- ❖ Le contre poids  $P_p$  est calculé comme suit :  $P_p = P_m + Q/2 = 23.42 + (3/2)$   
➡  $P_p = 24.92 KN$
- ❖ Le poids des câbles  $M_g$ , on le calcule par cette formule :  $M_g = m \times n \times L$

Où :

$m$  : c'est la masse linéaire de câble.

$n$  : le nombre des câbles.

$L$  : la longueur des câbles.

$$M_g = 0.512 \times 2 \times 56.62 \longrightarrow M_g = 0.58 \text{ KN}$$

❖ Le poids de treuil et le moteur est estimé à :  $P_t = 12 \text{ KN}$

❖ La charge permanente totale égale à :  $G_t = P_p + P_m + M_g + P_t$

$$\longrightarrow G_t = 24.92 + 23.42 + 0.58 + 12 \longrightarrow G_t = 60.92 \text{ KN}$$

## 9.2 Vérification de la dalle au poinçonnement :

D'après le BAEL91, La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement, à cause de la charge localisée éloignée des bords de la dalle, cette charge est due aux appuis de l'ascenseur (4 appuis pour chaque ascenseur).

Pour vérifier qu'il n'y a pas de poinçonnement, on doit vérifier l'expression suivante :

$$Q_0 \leq 0,045 U_c \times h \times f_{cj} / \gamma_b$$

Où :

-  $Q_0$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

-  $h$  : l'épaisseur totale de la dalle, on va la prendre 15 cm.

-  $U_c$  : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 60.92) + (1.5 \times 3) \longrightarrow Q_u = 86.74 \text{ KN}$$

$$Q_s = G + Q = 60.92 + 3 \longrightarrow Q_s = 63.92$$

Pour chacun des appuis :

$$Q_{0u} = \frac{Q_u}{4} = 21.69 \text{ KN} = 2169 \text{ kg}$$

$$Q_{0s} = \frac{Q_s}{4} = \frac{60.92 + 3}{4} \longrightarrow Q_{0s} = 15.98 \text{ KN}$$

La charge concentrée  $Q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ .

La charge est appliquée directement sur la dalle, donc :

$$\begin{cases} U_0 = U + h \\ V_0 = V + h \end{cases}$$

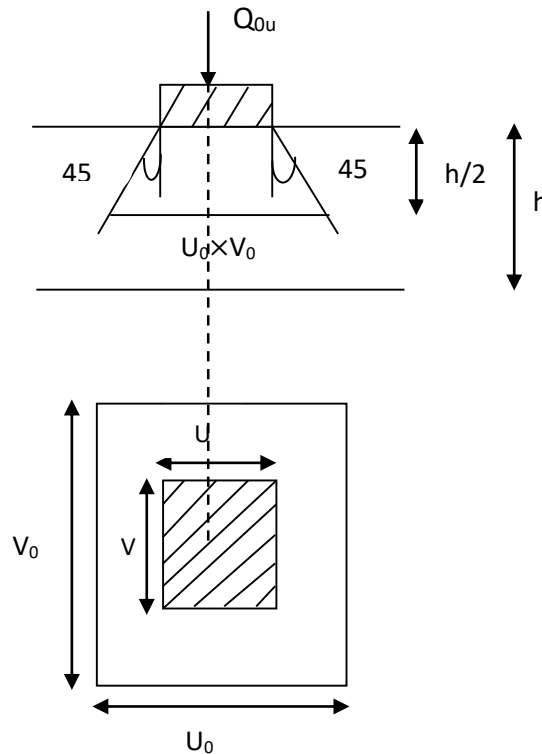
Où :

$U_0$  et  $V_0$  : représentent les côtes du rectangle ( $U // L_x$  et  $V // L_y$ ) sur lequel la charge  $Q_u$  s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degré dans le béton.

$U$  et  $V$  : les dimensions de la charge concentrée

$h$  : l'épaisseur de la dalle

Le schéma de la surface d'impact est illustré sur cette figure :



**Figure 3.31:** Schéma de la surface d'impact

$$U_0 = V_0 = 10 + 15 \quad \longrightarrow \quad U_0 = V_0 = 25 \text{ cm}$$

$$U_c = (U_0 + V_0) \times 2 = (25 + 25) \times 2 \quad \longrightarrow \quad U_c = 1.00 \text{ m}$$

$$Q_{ul} = 0,045 \times 1.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 \quad \longrightarrow \quad Q_{ul} = 135 \text{ KN}$$

$Q_{ul} = 135 \text{ KN} > 21.69 \text{ KN} \quad \longrightarrow$  la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de poinçonnement. Cela signifie que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 9.3 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

On est dans le cas d'une charge uniformément répartie sur une petite surface non concentrique à la dalle.

Si la charge n'est pas centrée, on se ramène au cas de la charge centrée, par une superposition de cas de charge correspondant à des rectangles centrés, chargés positivement ou négativement par la même densité de charge.

Donc, pour évaluer les moments, on va utiliser la méthode de Pigeaud.

Puisqu'il y a une symétrie, on va faire les calculs pour un seul ascenseur.

Les dimensions de la dalle ainsi que les charges concentrées sont représentées sur cette figure :

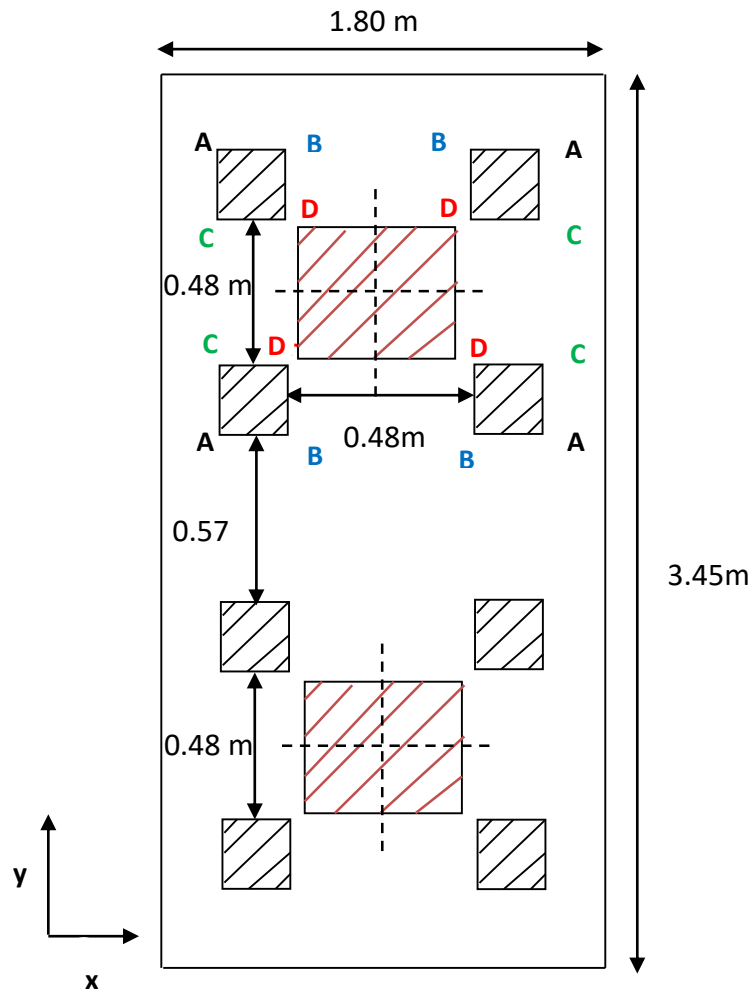


Figure 3.32 : Charges concentrées supportées par la dalle

A. Calcul de  $\rho$  :

On a :

$$L_y = 1.80 \text{ m et } l_x = 1.725 \text{ m}$$

on calcule  $\rho$  par cette formule :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.725}{1.80} = 0.96 \quad \longrightarrow \quad \rho = 1$$

B. Calcul de la charge  $P$  :

La charge surfacique  $P$ , appliquée sur le rectangle de  $25 \times 25 \text{ cm}^2$  est calculée comme suit:

$$P_u = \frac{Q_u}{0.3 \times 0.3} = \frac{21.69}{0.09} \quad \longrightarrow \quad P_u = 241 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \frac{Q_s}{0.3 \times 0.3} = \frac{15.98}{0.09} \quad \longrightarrow \quad P_s = 177.55 \text{ KN/m}^2$$

C. Calcul de la charge  $P'$  :

La charge  $P'$  est calculée à l'ELU et l'ELS, par cette formule :  $P' = P \times (U_0 \times V_0)$

Les valeurs de la charge  $P'$ , sont représentées sur le tableau 3.10.

Les différentes surfaces et leurs charge  $P'$ , sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau 3.10:** Récapitulatif des surfaces et leurs charges

surface	V (m)	U (m)	$V_0$ (m)	$U_0$ (m)	$V_0/l_y$	$U_0/l_x$	$P_u'$ (KN)	$P_s'$ (KN)
AAAA	0.98	1.08	1.13	1.23	0.627	0.713	334.97	246.78
BBBB	0.98	0.58	1.13	0.73	0.627	0.423	198.80	146.46
CCCC	0.48	1.08	0.63	1.23	0.350	0.713	186.75	137.58
DDDD	0.48	0.58	0.63	0.73	0.350	0.423	110.84	81.66

**Remarque :** U est suivant x, et V est suivant y.

#### D. Calcul des moments :

On détermine les moments  $M_1$  et  $M_2$ , on faisant la projection de  $U_0/l_x$  et  $V_0/l_y$ , sur les courbes représentées sur les abaques de PIGEAUT.

En ce qui concerne les moments  $M_x$  et  $M_y$ , on les détermine à partir de ces formules :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P'$$

$$M_y = (\nu M_1 + M_2)P'$$

Avec :

$\nu$  : C'est le coefficient de poisson, il est pris égal à 0 dans l'état limite ultime, et 0.2 à l'état limite de service.

$M_x$  et  $M_y$  : sont respectivement le moment suivant x et le moment suivant y.

Les différentes valeurs des moments à l'ELU et l'ELS sont illustrées dans le tableau 3.11.

**Tableau 3.11 :** Récapitulatif des moments

surface	$M_1$ (KN.m)	$M_2$ (KN.m)	$M_{xu}$ (KN.m)	$M_{yu}$ (KN.m)	$M_{xs}$ (KN.m)	$M_{ys}$ (KN.m)
AAAA	$6.7 \times 10^{-2}$	$6.8 \times 10^{-2}$	22.44	22.78	26.99	20.09
BBBB	$9 \times 10^{-2}$	$8.9 \times 10^{-2}$	17.89	17.69	21.43	15.67
CCCC	$8.3 \times 10^{-2}$	$9 \times 10^{-2}$	15.50	16.81	18.86	14.67
DDDD	$10.6 \times 10^{-2}$	$11.4 \times 10^{-2}$	11.75	12.64	14.28	11.04

#### E. Moments dues au charges concentriques :

❖ ELU :

$$M_{xu1} = \frac{M_x(AAAA) - M_x(BBBB) - M_x(CCCC) + M_x(DDDD)}{4}$$

$$M_{xu1} = \frac{22.44 - 17.89 - 15.50 + 11.75}{4} \Rightarrow M_{xu} = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = \frac{M_y(AAAA) - M_y(BBBB) - M_y(CCCC) + M_y(DDDD)}{4}$$

$$M_{yu1} = \frac{22.78 - 17.69 - 16.81 + 12.64}{4} \longrightarrow M_{yu} = 0.23 \text{ KN.m}$$

❖ ELS :

$$M_{xs1} = \frac{M_x(AAAA) - M_x(BBBB) - M_x(CCCC) + M_x(DDDD)}{4}$$

$$M_{xs1} = \frac{26.99 - 21.43 - 18.86 + 14.28}{4} \longrightarrow M_{xs} = 0.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = \frac{M_y(AAAA) - M_y(BBBB) - M_y(CCCC) + M_y(DDDD)}{4}$$

$$M_{ys1} = \frac{20.09 - 15.67 - 14.67 + 11.04}{4} \longrightarrow M_{ys} = 0.20 \text{ KN.m}$$

F. Moments dues aux charges réparties :

❖ Les charges :

Les charges appliquées sur la dalle qui supporte l'ascenseur sont :

- La charge permanente (le poids propre de la dalle), et elle est calculé comme suit :

$$P_d = E_p \times \rho_{\text{béton}} = 0.15 \times 25 \longrightarrow P_d = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

- La charge d'exploitation Q est égal à : Q = 1 KN/m<sup>2</sup> (terrasse inaccessible)

❖ ELU :

$$q_u = 1.35 P_d + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 \longrightarrow q_u = 6.56 \text{ KN/m}^2$$

❖ ELS :

$$q_s = P_d + Q = 3.75 + 1 \longrightarrow q_s = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

❖ Les sollicitations :

On doit savoir d'abord si elle est portante dans 1 seul sens ou deux sens, et ce ci on calculant  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.725}{1.80} \longrightarrow \alpha = 0.96$$

Puisque  $\alpha > 0.4$ , donc la dalle travaille dans les deux sens (4 appuyée).

Pour trouver les sollicitations, on va utiliser la méthode B.A.E.L. Cette méthode exige de calculer  $M_x$  et  $M_y$  par ces formules :

- ELU :

$$\begin{cases} M_{xu2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0401 \times 6.56 \times 1.725^2 \longrightarrow M_{xu2} = 0.78 \text{ KN.m} \\ M_{yu2} = \mu_y \times M_{xu2} = 0.9092 \times 0.78 \longrightarrow M_{yu2} = 0.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ELS :

$$\begin{cases} M_{xs2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0474 \times 4.75 \times 1.725^2 \longrightarrow M_{xs2} = 0.67 \text{ KN.m} \\ M_{ys2} = \mu_y \times M_{xs2} = 0.9385 \times 0.67 \longrightarrow M_{ys2} = 0.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

G. *Moment totale :*

Le moment totale appliqué sur la dalle c'est la somme du moment due aux charges concentrées, plus le moment due aux charges réparties. Donc :

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_{xu} = M_{xu1} + M_{xu2} = 0.2 + 0.78 \longrightarrow M_{xu} = 0.98 \text{ KN.m} \\ M_{yu} = M_{yu1} + M_{yu2} = 0.23 + 0.67 \longrightarrow M_{yu} = 0.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{txu} = 0.85 M_{xu} = 0.85 \times 0.98 = 0.83 \text{ KN.m} \\ M_{tyu} = 0.85 M_{yu} = 0.85 \times 0.90 = 0.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_{axu} = 0.3 M_{xu} = 0.3 \times 0.98 = 0.29 \text{ KN.m} \\ M_{ayu} = 0.3 M_{yu} = 0.3 \times 0.90 = 0.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_{xs} = M_{xs1} + M_{xs2} = 0.25 + 0.67 \longrightarrow M_{xs} = 0.92 \text{ KN.m} \\ M_{ys} = M_{ys1} + M_{ys2} = 0.20 + 0.63 \longrightarrow M_{ys} = 0.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

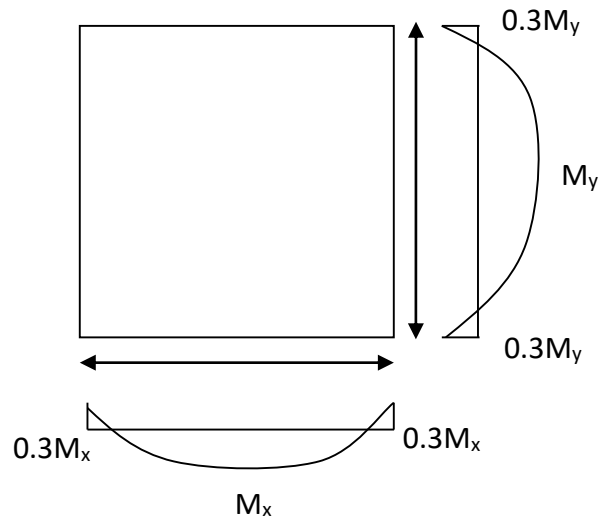
- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{txs} = M_{xs} = 0.92 \text{ KN.m} \\ M_{tys} = M_{ys} = 0.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_{axs} = 0.3 M_{xs} = 0.3 \times 0.92 = 0.28 \text{ KN.m} \\ M_{ays} = 0.3 M_{ys} = 0.3 \times 0.83 = 0.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

le moment suivant les deux directions est représenté sur la figure suivante:



**Figure 3.33** : Les moments de la dalle d'ascenseur à ELU et ELS

❖ Vérification :

On doit vérifier que :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M$  (pour les deux sens)

Soit  $M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues prises respectivement en compte, pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e).

- Suivant y :

$$M_y + \frac{0.3M_y + 0.3M_y}{2} \geq 1.25M_y \quad \Rightarrow \quad 0.90 + \frac{0.3 \times 0.90 + 0.3 \times 0.90}{2} > 1.25 \times 0.90$$

$$\Rightarrow 1.17 > 1.13 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Suivant x :

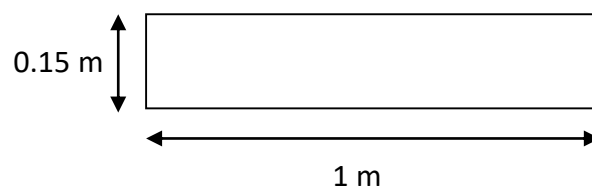
$$M_x + \frac{0.3M_x + 0.3M_x}{2} \geq 1.25M_x \quad \Rightarrow \quad 0.98 + \frac{0.3 \times 0.98 + 0.3 \times 0.98}{2} > 1.25 \times 0.98$$

$$\Rightarrow 1.27 > 1.23 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, on va garder les mêmes moments.

#### 9.4 Calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur :

Le calcul du ferrailage de la dalle pleine se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre linéaire. La section de calcul est représentée sur la figure suivante :



**Figure 3.34** : section de la dalle pleine

❖ Ferrailage suivant y :

- Ferrailage en travée :

On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Où :

$M_u$  : c'est le moment ultime max en travée

$b$  : la largeur de la bande

$d$  : distance entre la fibre supérieur et l'armature

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.77 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 2.98 \times 10^{-3}$$

$$\mu_R = 0.392 \text{ (} f_e \text{ 400 et } \gamma_s = 1,15 \text{)}$$

$\mu_u < \mu_R$  , donc section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

Pour le calcul de  $A_{st}$  on utilise la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 3.73 \times 10^{-3}$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{Où : } d = 0.9h = 0.9 \times 0.15 \longrightarrow d = 0.135 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.77 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 0.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Ferrailage en appui :

On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Où :

$M_u$  : c'est le moment ultime max en appui.

$b$  : la largeur de la bande

$d$  : distance entre la fibre supérieur et l'armature

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.27 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 1.05 \times 10^{-3}$$

$$\mu_R = 0.392 \text{ (} f_e \text{ 400 et } \gamma_s = 1,15)$$

$\mu_u < \mu_R$ , donc section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

Pour le calcul de  $A_{st}$  on utilise la formule :

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.88 \times 10^{-3}$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.135 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.27 \times 10^{-3}}{0.135 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 0.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Ferrailage suivant x :

De la même manière on calcule le ferrailage suivant x, et il sera récapitulé dans ce tableau :

**Tableau 3.12** : Ferrailage calculé de la dalle d'ascenseur suivant x

		Ast calculé (cm <sup>2</sup> /ml)
Suivant x	Travée	0.17
	Appui	0.06
Suivant y	Travée	0.17
	Appui	0.06

### 9.5 Section minimale d'armatures :

$$A_{ymin} = 0.08\%B = 0.08\% \times 15 \times 100 \text{ (CBA, 93)} \longrightarrow A_{ymin} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Où :  $h_0$  c'est l'épaisseur de la dalle d'ascenseur

$$A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin} \longrightarrow A_{xmin} = \frac{3-0.96}{2} \times 1.6 \longrightarrow A_{xmin} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Choix de diamètre :

$$\Phi < \frac{h_0}{10} \longrightarrow \Phi < \frac{15}{10} = 15 \text{ mm}$$

Le diamètre de l'armature choisi doit être inférieur à 15 mm.

- Sens x-x :

En travée :

$$\text{On prend } A_{st(x)} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st \text{ choisi}(x)} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui :

On prend  $A_{st}(x) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{st}(x) = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{longueur du chapeau : } l_1 = 0.25 \times l_x = 0.25 \times 1.08 \longrightarrow l_1 = 0.27 \text{ m}$$

- Sens y-y :

En travée :

On prend  $A_{st}(y) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{st}(y) = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appui :

On prend  $A_{st}(y) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{st}(y) = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{longueur du chapeau : } l_2 = 0.25 \times l_y = 0.25 \times 3.54 \longrightarrow l_2 = 0.89 \text{ m}$$

### 9.6 Disposition constructive :

L'espacement max des barres d'une même nappe est calculé comme suit :

❖ Suivant y :

$$S_{ty} \leq \min (4h_0; 33 \text{ cm}) = \min (60; 33 \text{ cm}) \quad (\text{BAEL,91})$$

$$S_{ty} \leq 33 \text{ cm}$$

On va adopter  $S_{ty} = 33 \text{ cm}$

❖ Suivant x :

$$S_{tx} \leq \min (3h_0; 33 \text{ cm}) = \min (45; 33 \text{ cm}) \quad (\text{BAEL,91})$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

On va adopter  $S_{tx} = 33 \text{ cm}$

### 9.7 Vérification :

A. Vérification à l'effort tranchant (charge répartie) :

Au milieu du grand côté :

$$V_{ux1} = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{6.56 \times 1.725}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.96}{2}} \longrightarrow V_{ux1} = 3.82 \text{ KN}$$

Au milieu du petit côté :

$$V_{uy1} = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{6.56 \times 1.725}{3} \longrightarrow V_{uy1} = 3.77 \text{ KN}$$

**B. Vérification à l'effort tranchant (charges concentrées) :**

L'effort tranchant dû aux charges concentrées est calculées par ces formules :

$$V_{ux2} = \frac{Q_0}{2(u+v)} = \frac{21.69}{2(0.25+0.25)} \longrightarrow V_{ux2} = 21.69 \text{ KN}$$

$$V_{uy2} = \frac{Q_0}{3u} = \frac{21.69}{3 \times 0.25} \longrightarrow V_{uy2} = 28.92 \text{ KN}$$

La charge totale dû aux charges concentrées, et aux charges réparties, c'est la somme de ces derniers :

$$V_{ux} = V_{ux1} + V_{ux2} = 3.82 + 21.69 \longrightarrow V_{ux} = 25.51 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = V_{uy1} + V_{uy2} = 3.77 + 28.92 \longrightarrow V_{uy} = 32.69 \text{ KN}$$

$$V_u = \max(V_{ux}; V_{uy}) = \max(25.51; 32.69) \longrightarrow V_u = 32.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{32.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ , la condition est vérifiée.

**9.8 Vérification à ELS :**

Puisque on a le même ferrailage suivant les deux directions, on va vérifier l'ELS avec le moment le plus défavorable.

❖ Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

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

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 3.14(18 - x) = 0 \longrightarrow 50x^2 + 47.1x - 847.8 = 0$$

$$x = 3.67 \text{ cm}$$

❖ Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 1.65 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 3.03 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 1.65 \times 10^{-5} + 15 \times 3.03 \times 10^{-6} = 6.19 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

❖ Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0.92 \times 10^{-3} \times 3.67 \times 10^{-2}}{6.19 \times 10^{-5}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.55 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0.92 \times 10^{-3} (0.133 - 3.17 \times 10^{-2})}{5.10 \times 10^{-5}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = \min (266.66 ; 201.63) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 27.41 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

Puisque les contraintes sont vérifiées dans le cas le plus défavorable, donc ce n'est pas la peine de vérifier les autres moments.

### 9.9 Schéma de ferrailage de l'ascenseur :

Le ferrailage de la dalle d'ascenseur est constitué de deux nappes, une inférieure suivant y, et une autre supérieure suivant x.

Ce schéma est illustré sur la figure ci-dessous :

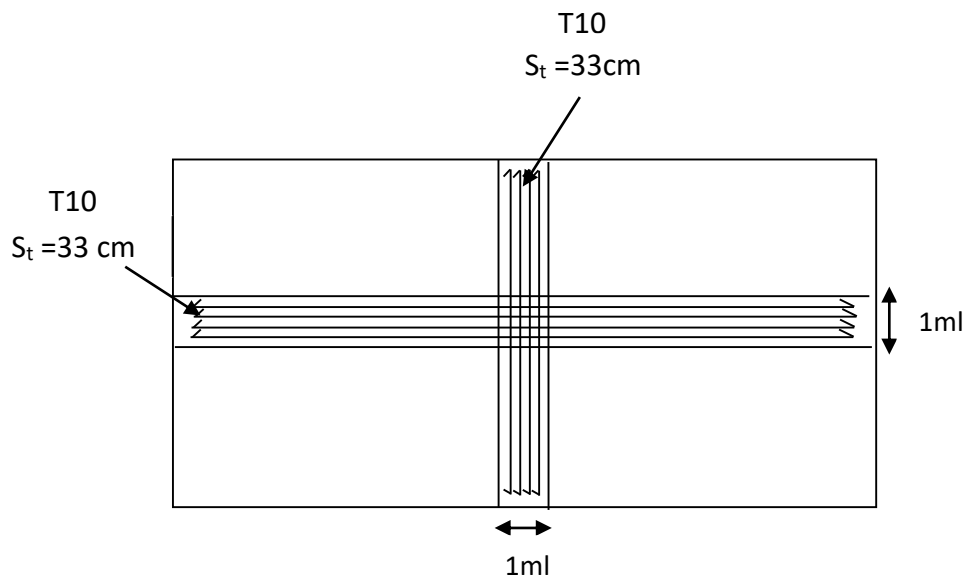
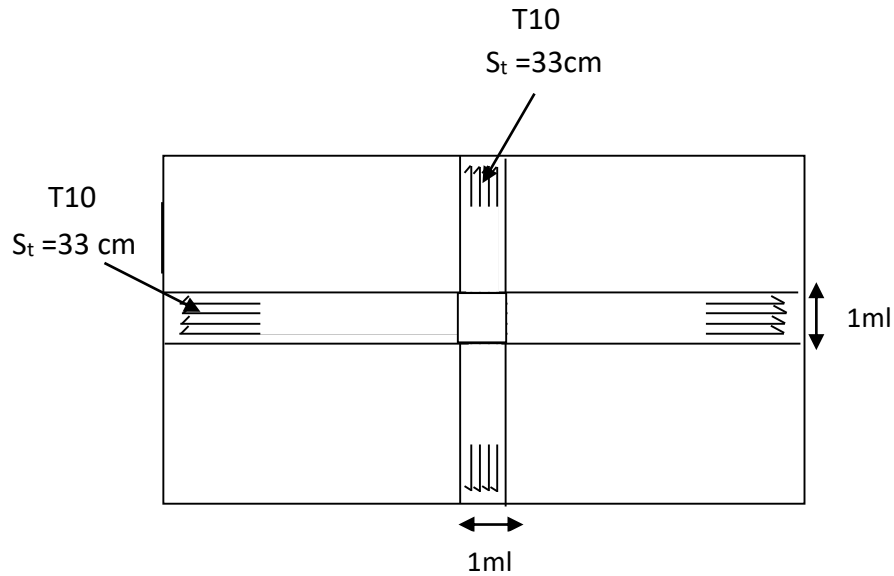


Figure 3.35-a : Nappe inférieure du ferrailage de la dalle d'ascenseur



**Figure 3.35-b :** Nappe supérieure du ferrailage de la dalle d'ascenseur

### 10 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répondons a toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

# **CHAPITRE IV :** **ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE**

## **1 INTRODUCTION :**

L'Algérie a connue plusieurs séismes depuis longtemps, et ils ont causées plusieurs dégâts. Ils ont entraîné trop souvent des pertes de vies humaines, la destruction du patrimoine bâti, l'arrêt ou le ralentissement de l'activité économique. Parmi les plus forts tremblements de terres qui ont affecté le territoire algérien on peut citer le séisme d'El Asnam (M 7,3 / 10 Octobre 1980), et le séisme de Boumerdes (M 6,8 / 21 mai 2003).

La seule méthode pour réduire le risque sismique, c'est une conception permettant une meilleure résistance des ouvrages aux séismes. C'est à ce jour la seule stratégie efficace, et le moyen le plus sure de prévention du risque sismique, d'où la réglementation parasismique (RPA99 version 2003).

Cette dernière exige le respect préalable des règles normales de bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques.



**Figure 4.1-a :** Photos de séisme d'El Asnam



Figure 4.1-b : Photos de séisme de Boumerdes

## 2 BUT DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'étude du comportement dynamique des bâtiments est importante, pour la détermination des caractéristiques dynamique de la structure, et aussi pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique de la structure. L'utilisation des connaissances peut permettre de réduire les conséquences des séismes pour la population.

A l'heure actuelle, il y a plusieurs logiciels pour faire l'étude dynamique, ces logiciels sont basés sur la méthode des éléments finis permettant le calcul automatique des structures diverses. Pour l'étude de ce bâtiment on va utiliser le SAP2000.

## 3 DEFINITION DU SAP2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes dans les structures, que ce soit en béton armé, charpente métallique ou un autre matériau de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Il existe même plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitations) ou dynamique (séisme, explosion...).

Ce logiciel est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifices et de barrages, etc.

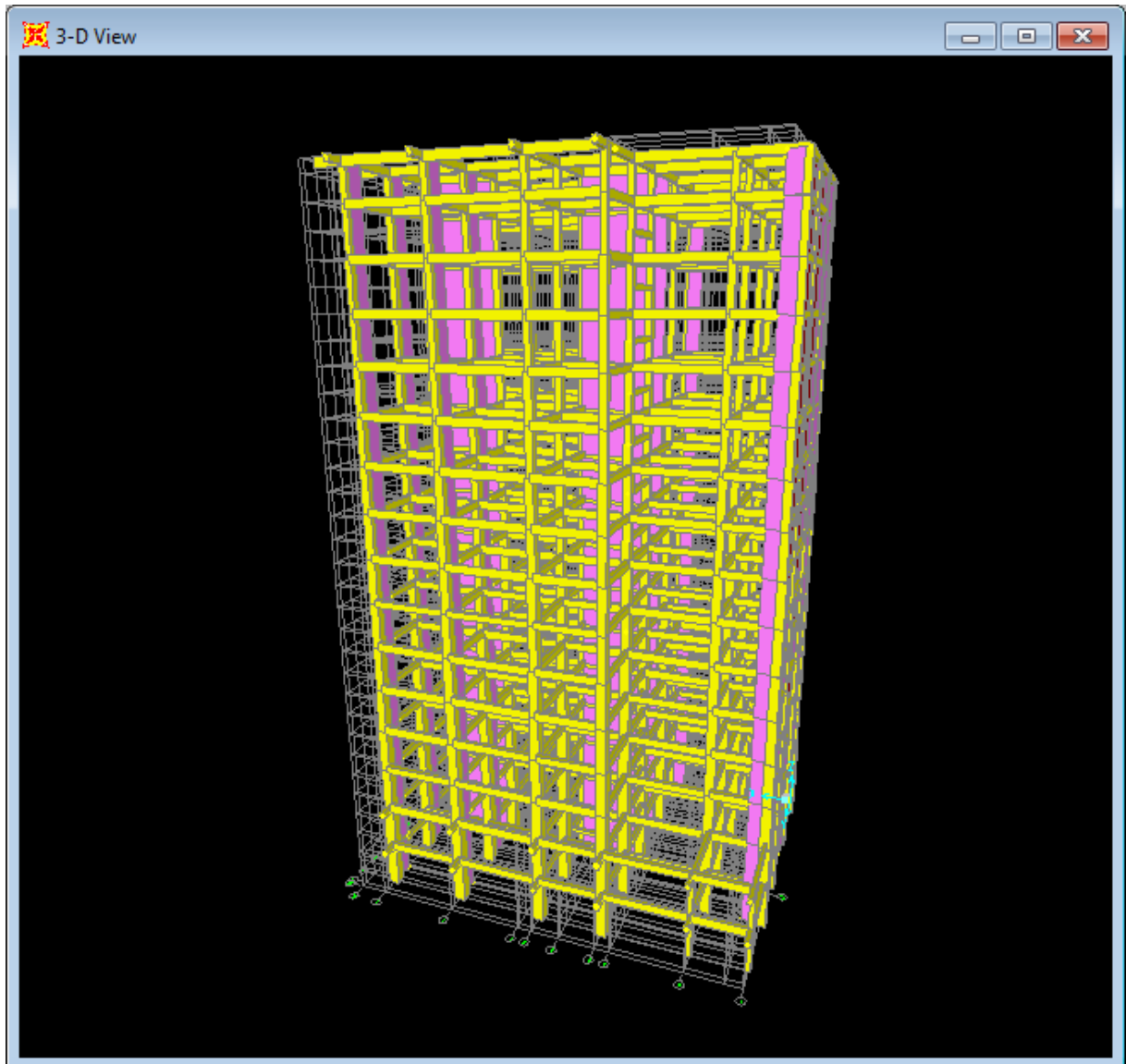
## 4 MODELISATION DE LA STRUCTURE :

La modélisation de la structure c'est une opération par laquelle on établit le modèle d'un système complexe, afin de l'étudier.

La modélisation sur SAP2000 consiste en les étapes suivantes :

1. Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.
3. Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.
4. Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, ...etc).
5. Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
6. Visualiser les résultats (à l'écran, sur fichier, etc...)

La modélisation 3D de notre structure est représentée sur cette figure :



**Figure 4.2:** Modélisation de la structure sur SAP 2000

## **5 METHODES UTILISEES POUR LES CALCULS :**

D'après le RPA 99 version 2003, on peut utiliser trois méthodes pour calculer les forces sismiques :

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

Pour ce bâtiment, on va utiliser deux méthodes : la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse modale spectrale, et ceci en utilisant le logiciel SAP2000.

## **6 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :**

### **6.1 Conditions d'application :**

Les règles d'utilisation de cette méthode sont mentionnées dans le RPA 99 version 2003 (page 39), ces règles sont :

- a. Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite, avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** Tous les groupes.

**Zone II :** - Groupe d'usage 3.

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

**Zone III :** - Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

## 6.2 Principe :

Le principe de cette méthode, consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction, par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes, seront considérées appliquées successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

## 6.3 Coefficient d'accélération de la zone A :

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Tlemcen ➡ zone I

Ouvrage d'importance moyenne ➡ groupe 2

D'après le tableau 4-1 du RPA99 V2003, le coefficient d'accélération égal à  $A = 0,10$ .

## 6.4 Coefficient de comportement R :

Le coefficient de comportement est choisi en fonction du système de contreventement. Puisque la structure est assurée par un système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction, donc  $R=5$ .

**Remarque :** on va vérifier ce coefficient par la suite.

## 6.5 Facteur de qualité :

La valeur du facteur de qualité est déterminée par cette formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Où :

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité, sa valeur est donnée dans le tableau 4.4 (RPA99 version 2003).

Les critères à vérifier sont :

- a. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

❖ Sens x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{391}{590} = 0.66 < 1.5 \\ \frac{590}{450} = 1.31 < 1.5 \\ \frac{450}{600} = 0.75 < 1.5 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée

❖ Sens y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{440}{549} = 0.80 < 1.5 \\ \frac{549}{406} = 1.35 < 1.5 \\ \frac{406}{455} = 0.89 < 1.5 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

Puisque la condition est vérifiée suivant les deux directions (x et y), donc  $p_{x1}=p_{y1}=0$  (observé).

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.

❖ Sens x :

Dans le sens x on a 6 files, dont la valeur maximale égale à 6.00 m, et la valeur minimale égale à 1.85m. Donc cette condition est vérifiée.

Le rapport entre ces deux valeurs égales à :  $\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{6}{1.85} = 3.24 > 1.5$

Donc la deuxième condition n'est pas vérifiée.

❖ Sens y :

Dans le sens y on a 5 files, dont la valeur maximale égale à 5.55 m, et la valeur minimale égale à 1.30m. Donc cette condition est vérifiée.

Le rapport entre ces deux valeurs égales à :  $\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{5.55}{1.30} = 4.27 > 1.5$

Donc la deuxième condition n'est pas vérifiée.

Puisque la condition n'est pas vérifiée suivant les deux directions (x et y), donc  $p_{x2} = p_{y2} = 0.05$  (n'est pas observé).

c. Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan, si tous les critères de régularité en plan (c1 à c4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

C1. 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 notre 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  $\rightarrow p_{x3} = p_{y3} = 0.05$  (n'est pas observé).

d. Régularité en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (d1 à d4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

d1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Cette condition est vérifiée.

d4. 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. 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 d3 et d4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

❖ Sens x :

$$\frac{8.37}{28.1} = 0.3 > 0.2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

❖ Sens y :

$$\frac{6.1}{21.9} = 0.28 > 0.2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

Puisque le critère n'est pas vérifié suivant les deux directions, ce n'est pas nécessaire de vérifier les autres critères, donc  $P_{qx4} = P_{qy4} = 0.05$  (critère non observé).

e. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

On va supposer qu'il n'y a pas des essais pour contrôler la qualité des matériaux. Donc  $P_{qx5} = P_{qy5} = 0.05$  (critère non observé)

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.

Il est difficile pour contrôler toutes les tâches dans un chantier, donc ce critère n'est pas vérifié ( $P_{qx6} = P_{qy6} = 0.05$ ).

Les différents critères sont illustrés dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 4.1:** Récapitulatif des pénalités

		$P_q$	
		Sens x	Sens y
a	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
b	Redondance en plan	0.05	0.05
c	Régularité en plan	0.05	0.05
d	Régularité en élévation	0.05	0.05
e	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
f	Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
$\sum P_q$		0.25	0.25

Alors le facteur de qualité égal à :

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.30 \quad \longrightarrow \quad Q_x = Q_y = 1.30$$

### 6.6 Période empirique :

D'après le RPA 99 version 2003, on doit calculer la période empirique de la structure en utilisant 2 formules, et on prend la plus petite valeur, puis on la compare avec la période numérique.

❖ 1<sup>ère</sup> formule :

$$T_1 = C_T \times h_N^{3/4}$$

Où :

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 (RPA99 V2003). Puisque notre bâtiment est assuré partiellement par des voiles en béton armé, donc  $C_T$  égale à 0.050.

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Notre bâtiment est égal à 46.41 m.

❖ 2<sup>ème</sup> formule :

$$T_2 = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

Où :

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

❖ La période dans le sens x :

- 1<sup>ère</sup> formule :

$$T_{x1} = 0.05 \times 48.78^{3/4} \longrightarrow T_{x1} = 0.92 \text{ s}$$

- 2<sup>ème</sup> formule :

$$T_{x2} = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 48.78}{\sqrt{28.10}} \longrightarrow T_{x2} = 0.83 \text{ s}$$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est :  $T = \min (C_T \times h_N^{3/4} ; \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}) = 0.83 \text{ s}$ .

❖ La période dans le sens y :

- 1<sup>ère</sup> formule :

$$T_{y1} = 0.05 \times 48.78^{3/4} \longrightarrow T_{y1} = 0.92 \text{ s}$$

- 2<sup>ème</sup> formule :

$$T_{y2} = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 48.78}{\sqrt{21.90}} \longrightarrow T_{y2} = 0.94 \text{ s}$$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est :  $T = \min (C_T \times h_N^{3/4} ; \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}) = 0.92 \text{ s}$ .

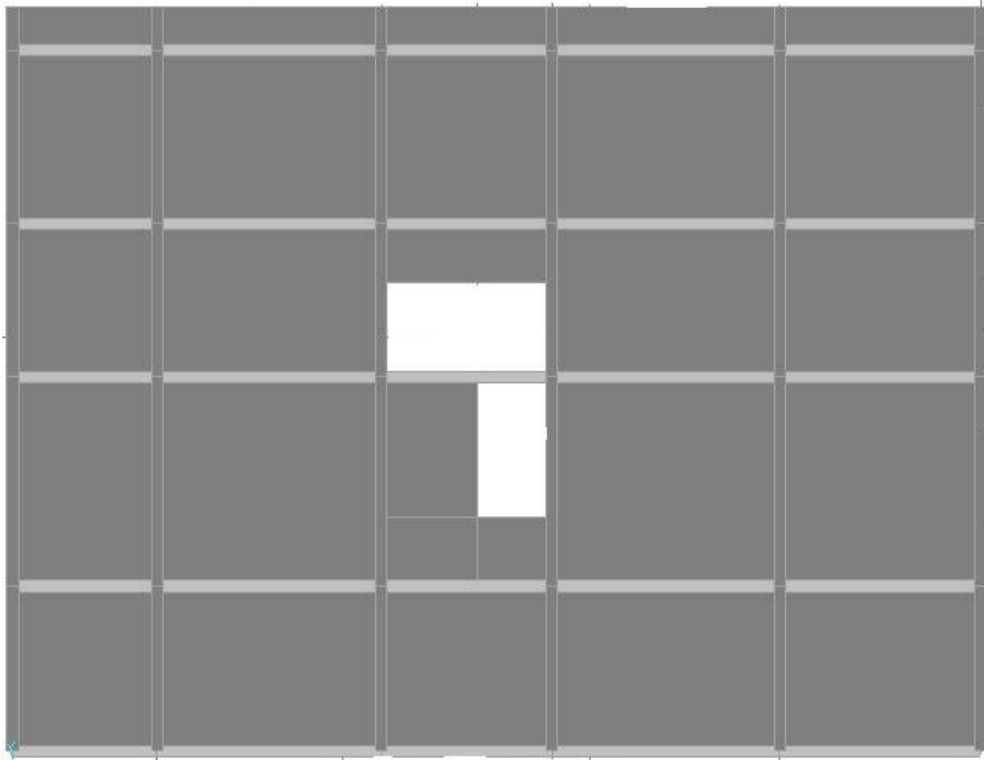
### 6.7 Les différentes dispositions des voiles :

Dans notre bâtiment nous allons utiliser un contreventement mixte poteaux voiles, et pour choisir la meilleure disposition des voiles, on doit respecter certains critères :

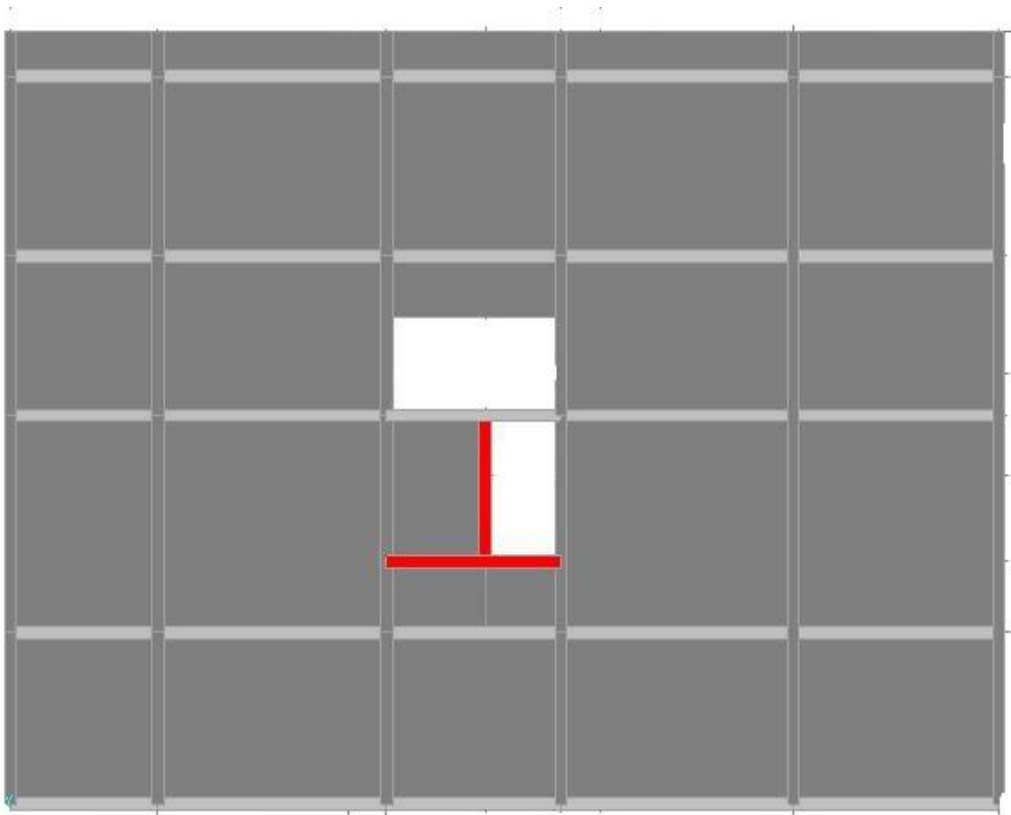
- ❖ Les conditions architecturales.
- ❖ Eviter la torsion d'ensemble.
- ❖ Le nombre des voiles et leur épaisseur doit être suffisant, pour assurer la rigidité de bâtiment.
- ❖ Les deux premiers modes doivent être transrationnelle, ou bien calculer le ferrailage des poteaux et des voiles, sous la sollicitation de torsion.
- ❖ Une grande distance entre les éléments parallèles, favorise la résistance de la structure à la torsion, grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal.

Dans le cadre de notre travail, on va faire plusieurs dispositions, mais on va choisir celle qui nous donne la période la plus petite. On va aussi prendre en considération le côté économique.

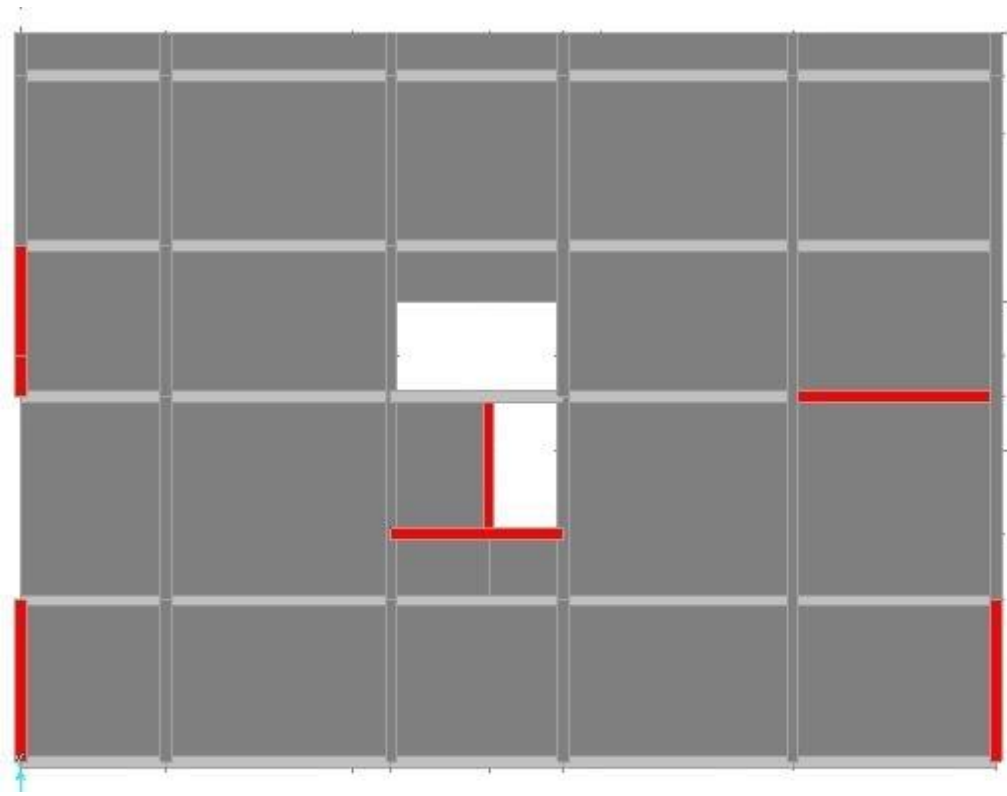
Les différentes dispositions des voiles sont illustrées sur les figures suivantes :



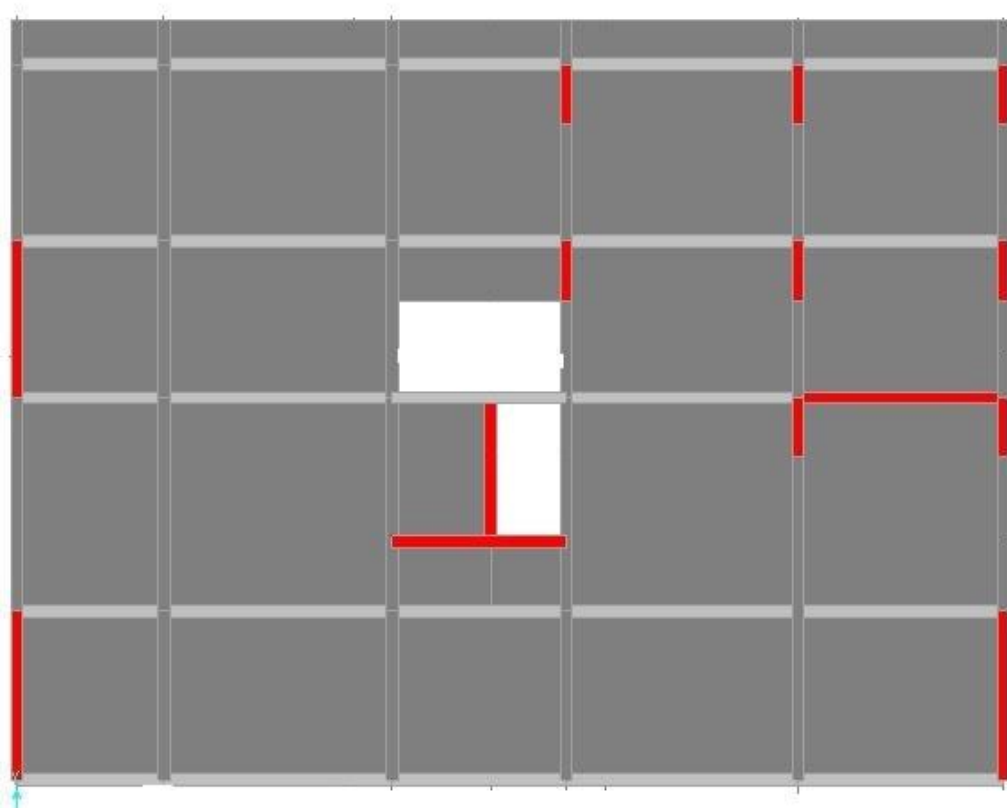
**Figure 4.3** : Structure sans voile



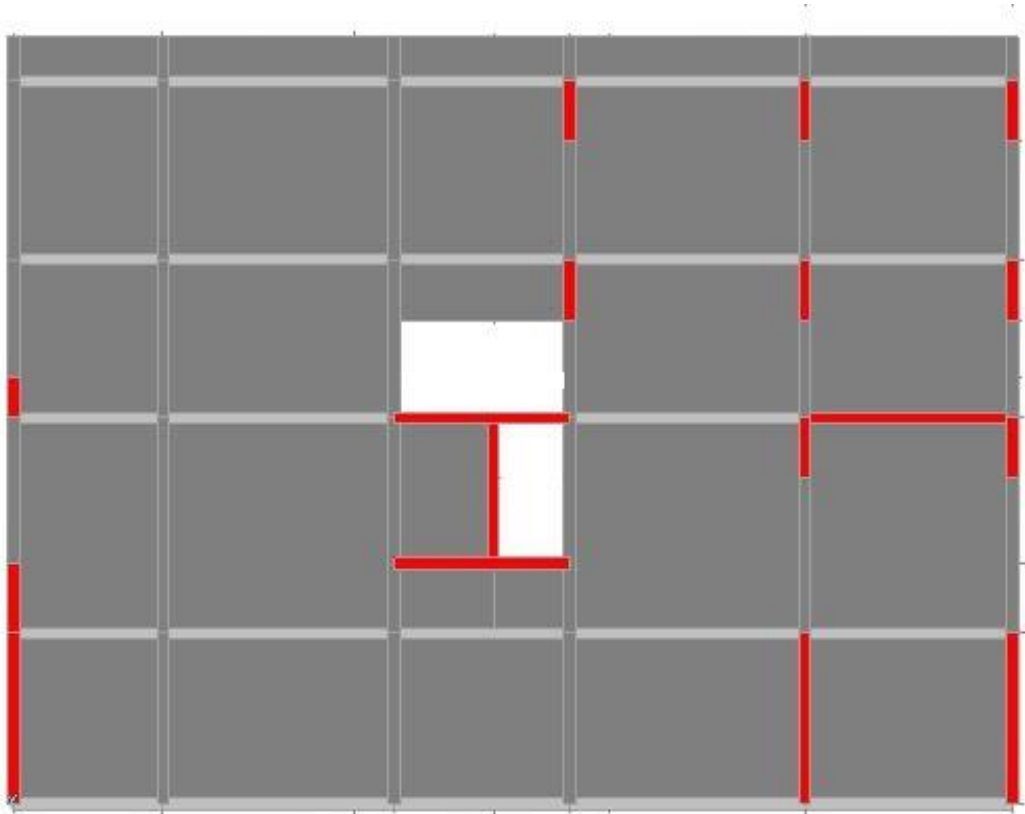
**Figure 4.4** : Disposition 1



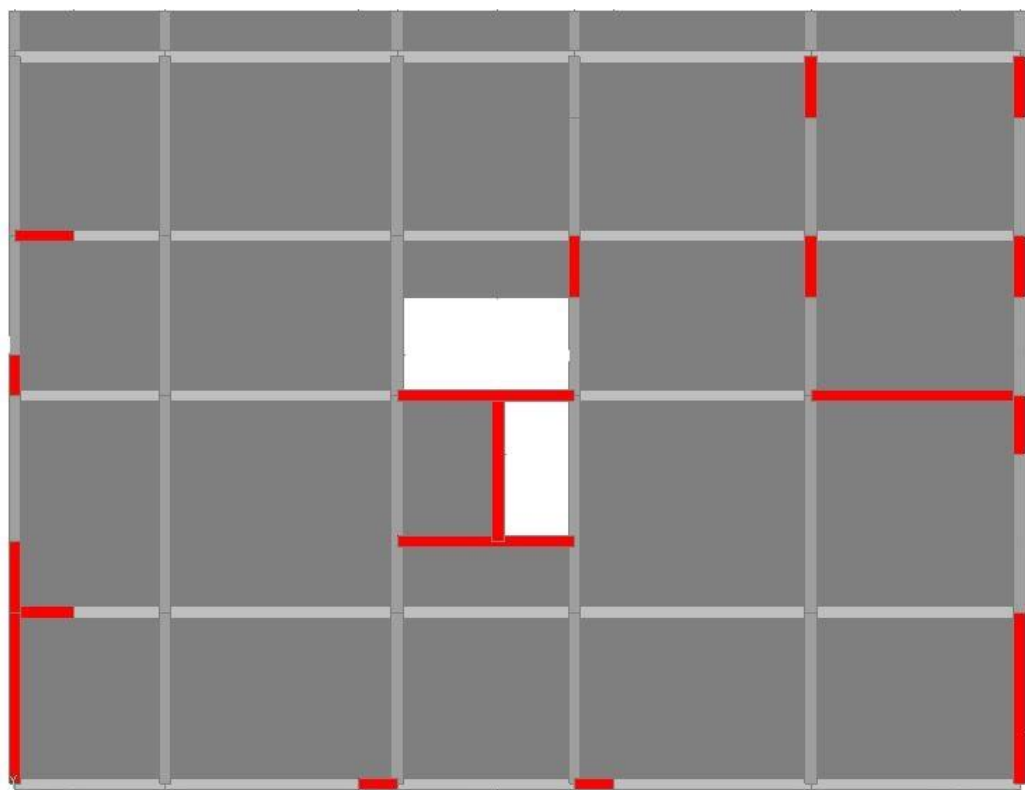
**Figure 4.5 : Disposition 2**



**Figure 4.6 : Disposition 3**



**Figure 4.7 :** Disposition 4



**Figure 4.8 :** Disposition 5

La période de chaque disposition est représentée sur le tableau 4.2.

**Tableau 4.2 : Périodes de chaque disposition**

Disposition	$T_{num}$ (s)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Sans voiles	2.5	rotation	Rotation	rotation
1	2.39	rotation	Rotation	rotation
2	1.86	rotation	Rotation	rotation
3	1.55	translation	Rotation	rotation
4	1.43	translation	Rotation	rotation
5	1.38	translation	Translation	rotation

D'après les figures ci-dessus, la disposition qui nous donne la période la plus petite, avec les deux premiers modes translationnels, c'est la disposition 5 ( $T_{num} = 1.38$  s).

**Remarque :** A raison de la période importante qu'on a trouvée en adoptant des voiles d'épaisseur 15 cm, et afin de la réduire, on les a augmentés en adoptant une épaisseur de 20 cm, sauf pour les quatre derniers niveaux. Là où on a gardé la même section (15 cm).

D'après le RPA99 version 2003, il faut comparer  $T_{num}$  avec  $1.3T_{emp}$ . Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul :

**Tableau 4.3 : Choix de la période (R. TALEB, 2008)**

Si :	La période choisie
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

❖ Comparaison entre la période empirique et analytique :

- Sens x :

$$1.3 T_{emp} = 1.3 \times 0.83 = 1.08 \text{ s}$$

Puisque  $T_{num} > 1.3 T_{emp}$ , alors la période qu'on va utiliser pour la suite de calcul égale à  $T = 1.3 T_{emp} = 1.08$  s

- Sens y :

$$1.3 T_{emp} = 1.3 \times 0.92 = 1.20 \text{ s}$$

Puisque  $T_{num} > 1.3 T_{emp}$ , alors la période qu'on va utiliser pour la suite de calcul égale à  $T = 1.3 T_{emp} = 1.20$  s

### 6.8 Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ , et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$$\begin{cases} D = 2,5 \eta & \text{si } 0 < T < T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \text{si } T_2 < T < 3s \\ D = 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \text{si } T \geq 3s \end{cases}$$

Où :

$T_2$  : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le tableau 4.7 du RPA99 version 2003.

T : C'est la période fondamentale de la structure

$\eta$  : C'est le coefficient de correction d'amortissement, il est donné par cette formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique 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 10%.

$$\longrightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.76 > 0.7 \text{ (RPA99 version2003)}$$

D'après le rapport fournis par le laboratoire LTPO, le sol est ferme (S2), donc  $T_1 = 0.15s$  et  $T_2 = 0.40s$ .

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 :

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

❖ Sens x :

$$D_x = 2.5 \times 0.76 (0.4/1.08)^{2/3} \longrightarrow D_x = 0.98$$

❖ Sens y :

$$D_y = 2.5 \times 0.76 (0.4/1.20)^{2/3} \longrightarrow D_y = 0.91$$

### 6.9 Poids totale de la structure :

D'après le RPA99 version2003 (page30), 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 :

$$W = \sum_1^{16} W_i$$

$$\text{Où : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$\beta$  : 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

A partir du logiciel SAP 2000, on peut avoir les différents poids de chaque étage, ces poids sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau 4.4 : Poids des différents niveaux**

Niveau	Poids en (KN)
SS	5525,47
RDC	5833,85
Mezzanine	5918,18
1	5386,79
2	5807,60
3	5297,09
4	5732,47
5	5662,79
6	5618,04
7	5578,55
8	5539,06
9	5414,73
10	5290,41
11	5195,63

12	5031,95
13	4313,40
	$\Sigma = 87146,01$

### 6.10 Caractéristique géométrique et massique de la structure :

❖ Centre de torsion :

Le centre de torsion est calculé par ces formules :

$$\begin{cases} X_r = \frac{\Sigma I_{yi} \times x_i}{\Sigma I_{yi}} \\ Y_r = \frac{\Sigma I_{xi} \times y_i}{\Sigma I_{xi}} \end{cases}$$

$X_r$  : Centre de torsion suivant « x »

$Y_r$  : Centre de torsion suivant « y »

$I_{yi}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe « y »

$I_{xi}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe « x »

$y_i$  : Centre de gravité de l'élément suivant « y »

$x_i$  : Centre de gravité de l'élément suivant « x »

- Calcul du moment d'inertie pour les poteaux :

On a :  $a = b$ , donc :

$$I_{xi} = I_{yi} = \frac{a^4}{12}$$

- Calcul du moment d'inertie pour les voiles :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{c \times l^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{l \times c^3}{12} \end{cases}$$

Où :

$c$  : épaisseur du voile

$l$  : longueur du voile

Après le calcul du moment d'inertie des voiles et des poteaux par les formules précédentes, les coordonnées du centre de torsion de chaque étage sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau 4.5** : Cordonnées de centre de torsion

Niveau	$X_r$ (m)	$Y_r$ (m)
SS	14.83	9.03
RDC		
M	14.86	9.04
1		
2	14.88	9.04
3		
4		
5	14.89	9.05
6		
7	14.91	9.05
8		
9	14.91	9.05

10	14.92	9.05
11		
12	14.92	9.05
13		

❖ Centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse des différents niveaux, sont données par le logiciel SAP2000, et ils sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.6** : Les coordonnées de centre de masse

Niveau	X <sub>m</sub> (m)	Y <sub>m</sub> (m)
SS	12.38	10.60
RDC	13	11.1
M	14.38	9.76
1	14.39	9.76
2	14.41	9.76
3	14.42	9.75
4	14.43	9.75
5	14.44	9.75
6	14.45	9.75
7	14.47	9.74
8	14.48	9.74
9	14.48	9.74
10	14.49	9.74
11	14.49	9.74
12	14.52	9.74
13	14.39	9.81

❖ Evaluation des excentricités :

Selon le RPA99 version 2003, on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle

On va calculer les deux excentricités, et on prend le max :

$$\begin{cases} E_x = \max(E_{xa}, E_{xt}) \\ E_y = \max(E_{ya}, E_{yt}) \end{cases}$$

- Excentricité théorique :

C'est celle qui en résulte de plan. On le calcul suivant les deux directions par ces deux formules :

$$\begin{cases} E_{xt} = |X_m - X_r| \\ E_{yt} = |Y_m - Y_r| \end{cases}$$

Les valeurs de l'excentricité théoriques dans chaque étage, sont récapitulées dans ce tableau :

**Tableau 4.7** : Excentricités théoriques

Niveau	$E_{xt}$	$E_{yt}$
SS	2.45	1.57
RDC	1.83	2.07
M	0.48	0.72
1	0.47	0.72
2	0.47	0.72
3	0.46	0.71
4	0.46	0.7
5	0.45	0.7
6	0.46	0.7
7	0.44	0.69
8	0.43	0.69
9	0.43	0.69
10	0.43	0.69
11	0.43	0.69
12	0.40	0.69
13	0.53	0.76

- Excentricité accidentelle :

Cette excentricité est calculée comme suit :  $E_{xa} = E_{ya} = 5\% L_{\max}$

Avec :

$L_{\max}$ : C'est la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.8** : Excentricités accidentelles

Niveau	$E_{xa}$	$E_{ya}$
SS	1.30	1.30
RDC	1.30	1.30
M	1.30	1.30
1	1.41	1.41
2	1.41	1.41
3	1.41	1.41
4	1.41	1.41
5	1.41	1.41
6	1.41	1.41
7	1.41	1.41
8	1.41	1.41
9	1.41	1.41
10	1.41	1.41
11	1.41	1.41
12	1.41	1.41
13	1.41	1.41

Les plus grandes excentricités entre l'accidentelles et théoriques sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.9** : Excentricités finales

Niveau	$E_x$	$E_y$
SS	2.45	1.57
RDC	1.83	2.07
M	1.41	1.1
1	1.41	1.1
2	1.41	1.1
3	1.41	1.1
4	1.41	1.1
5	1.41	1.1
6	1.41	1.1
7	1.41	1.1
8	1.41	1.1
9	1.41	1.1
10	1.41	1.1
11	1.41	1.1
12	1.41	1.1
13	1.41	1.1

## 7 CALCULS NECESSAIRES :

### 7.1 Participation massique :

D'après le RPA, il faut que la somme de la masse modale effective, atteigne 90% de masse totale de la structure suivant les deux directions. En utilisant le SAP2000, on va déterminer la participation massique pour chaque mode, est-elle est illustré dans le tableau ce qui suit :

**Tableau 4.10** : Participation massique

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,393759	0,16559	0,50497
MODAL	Mode	2	1,33882	0,67071	0,67112
MODAL	Mode	3	1,131775	0,67072	0,67935
MODAL	Mode	4	0,39797	0,71306	0,77859
MODAL	Mode	5	0,377609	0,83184	0,81989
MODAL	Mode	6	0,312663	0,83321	0,836
MODAL	Mode	7	0,188773	0,84507	0,87747
MODAL	Mode	8	0,176188	0,89888	0,88918
MODAL	Mode	9	0,15936	0,89894	0,88938
MODAL	Mode	10	0,153011	0,89899	0,88938
<b>MODAL</b>	<b>Mode</b>	<b>11</b>	<b>0,144459</b>	<b>0,90006</b>	<b>0,90013</b>
MODAL	Mode	12	0,132967	0,90006	0,90022

D'après le tableau 4.10, on constate que la participation massique a abouti à 90% suivant les deux directions x et y, et ceci dans le mode numéro 11. Donc, la condition du RPA99 version 2003 est vérifiée.

### 7.2 L'effort tranchant à la base :

Pour calculer l'effort tranchant à la base, on utilise la formule suivante :

$$V_{x \text{ base}} = \frac{AD_x Q}{R} W \longrightarrow V_{x \text{ base}} = \frac{0.1 \times 0.98 \times 1.3}{5} \times 87146,01 \longrightarrow V_{x \text{ base}} = 2220,48 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ base}} = \frac{AD_y Q}{R} W \longrightarrow V_{y \text{ base}} = \frac{0.1 \times 0.91 \times 1.3}{5} \times 88180,01 \longrightarrow V_{y \text{ base}} = 2061,87 \text{ KN}$$

### 7.3 La répartition des efforts élastiques en chaque étage :

La résultante des forces sismiques à la base V, doit être distribuée sur la hauteur de la structure, selon les formules suivantes :

$$F_i = \frac{(V_{\text{base}} - F_t) W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

$$F_t = 0.07 TV \leq 0,25V \quad \text{Si } T > 0.7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T \leq 0.7s$$

Où :

$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration.

$T$  : période fondamentale

$V$  : effort tranchant

$W_{i,j}$  : poids de chaque niveau

$H_i$  : la hauteur de chaque niveau

Dans notre cas, et suivant les deux directions  $T > 0.7 \text{ sec}$ .

- Suivant x :

$$\begin{cases} F_{t_x} = 0.07 \times 1.08 \times 2220.48 \\ 0.25 V_x = 0.25 \times 2220.48 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} F_{t_x} = 167.87 \text{ KN} \\ 0.25 V_x = 555.12 \text{ KN} \end{cases} \longrightarrow 0.07 T_x V_x \leq 0,25 V_x$$

- Suivant y :

$$\begin{cases} F_{t_y} = 0.07 \times 1.20 \times 2061.87 \\ 0.25 V_y = 0.25 \times 2061.87 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} F_{t_y} = 173.19 \text{ KN} \\ 0.25 V_y = 515.47 \text{ KN} \end{cases} \longrightarrow 0.07 T_y V_y \leq 0,25 V_y$$

On remarque que la condition est vérifiée suivant les deux directions.

#### ❖ Exemple de calcul des efforts élastiques :

Comme un exemple, on a choisi de faire les calculs sur le RDC :

- Suivant x :

$$F_{1x} = \frac{(2220.48 - 167.87) \times 5525.47 \times 2.88}{2190595.44} = 14.91 \text{ KN}$$

- Suivant y :

$$F_{1y} = \frac{(2061.87 - 173.19) \times 5525.47 \times 2.88}{2190595.44} = 13.72 \text{ KN}$$

La répartition des efforts élastiques dans les deux directions, est représentée sur le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 4.11** : Répartition des efforts élastiques

Niveau	Force $f_x$	Force $f_y$
SS	14,91	13,72
RDC	32,47	29,88
Mezzanine	49,91	45,92
1	60,87	56,01
2	82,28	75,71
3	90,24	83,03
4	114,09	104,98
5	128,94	118,64
6	144,03	132,52
7	159,01	146,31
8	173,77	159,89
9	185,39	170,59
10	196,30	180,63
11	207,68	191,10
12	215,57	198,35
13	197,15	181,41

#### 7.4 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 :

$$V = F_t + \sum_1^{16} F_i$$

❖ Suivant x :

$$V_x = F_{tx} + \sum_1^{16} F_i = 167.87 + 2052.61 \quad \longrightarrow \quad V_x = 2220.48 \text{ KN}$$

❖ Suivant y :

$$V_y = F_{ty} + \sum_1^{16} F_i = 173.19 + 1888.68 \quad \longrightarrow \quad V_y = 2061.87 \text{ KN}$$

Donc, on a trouvé les mêmes résultats qu'on a trouvés par la première formule.

#### 7.5 Les combinaisons d'actions :

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, version 2003.

❖ Combinaisons fondamentales :

Les combinaisons fondamentales sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation.

❖ Combinaisons accidentelles :

$$\begin{array}{l} \textcircled{1} \left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E_x \\ 0.8 G \pm E_y \end{array} \right. \\ \textcircled{2} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1.2 E_x \\ G + Q \pm 1.2 E_y \end{array} \right. \\ \textcircled{3} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \end{array} \right. \end{array}$$

Où : E c'est l'action du séisme

## 8 VERIFICATIONS :

### 8.1 Vérification du coefficient de comportement R :

D'après l'article 4.a du RPA99 version 2003, les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Charges horizontales :
  - Voiles : max 75%
  - Portique : min 25%

Après l'exécution de SAP2000, et en utilisant les combinaisons  $E_x$  et  $E_y$  pour la vérification des charges horizontales, on a trouvé ces résultats :

- Suivant x:

$$\text{Voile}(x) = \frac{1425,706}{2220,48} = 64.21 \%$$

$$\text{Portique}(x) = 100 - 64.21 = 35.79 \%$$

- Suivant y :

$$\text{Voile}(y) = \frac{1531,745}{2061,87} = 74.29 \%$$

$$\text{Portique}(y) = 100 - 74.29 = 25.71 \%$$

Les conditions sont vérifiées suivant les deux directions x et y. Donc on garde le coefficient de comportement  $R=5$ .

### 8.2 Vérification vis-à-vis des déformations :

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. Et selon l'article [RPA99 V2003, 5.10] :

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \quad \text{et} \quad \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

$$\Delta k_{adm} = 0.01 h$$

$$\Delta k_{k,x} = \delta_{k,x} - \delta_{k-1,x} \quad \text{et} \quad \Delta k_{k,y} = \delta_{k,y} - \delta_{k-1,y}$$

$$\delta_{k,x} = R \times \delta_{ekx} \quad \text{et} \quad \delta_{k,y} = R \times \delta_{eky}$$

$\Delta k_x$  : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

$\Delta k_y$  : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

$\delta_{ekx}$  : Déplacement absolu selon x (à partir de SAP2000).

$\delta_{eky}$  : Déplacement absolu selon y (à partir de SAP2000).

$\Delta k_{adm}$  : Déplacement relatif admissible.

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 4.12** : Vérification des déformations

Niveau	$\delta_{ek,x}$ (cm)	$\delta_{ek,y}$ (cm)	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)	$\Delta k_x$ (cm)	$\Delta k_y$ (cm)	1%he (cm)	Vérif
SS	0,033	0,043	0,16	0,21	0,16	0,15	2.88	C.V
RDC	0,107	0,143	0,54	0,71	0,37	0,38	3.06	C.V
M	0,221	0,286	1,11	1,43	0,57	0,58	3.06	C.V
1	0,400	0,464	2,00	2,32	0,89	0,65	3.06	C.V
2	0,571	0,671	2,86	3,36	0,86	0,81	3.06	C.V
3	0,757	0,893	3,79	4,46	0,93	0,85	3.06	C.V
4	0,964	1,143	4,82	5,71	1,04	0,96	3.06	C.V
5	1,179	1,393	5,89	6,96	1,07	0,96	3.06	C.V
6	1,393	1,650	6,96	8,25	1,07	1,00	3.06	C.V
7	1,607	1,914	8,04	9,57	1,07	1,00	3.06	C.V

8	1,821	2,171	9,11	10,86	1,07	1,00	3.06	C.V
9	2,021	2,429	10,11	12,14	1,00	1,00	3.06	C.V
10	2,221	2,679	11,11	13,39	1,00	0,96	3.06	C.V
11	2,414	2,914	12,07	14,57	0,96	0,88	3.06	C.V
12	2,593	3,150	12,96	15,75	0,89	0,92	3.06	C.V
13	2,714	3,286	13,57	16,43	0,61	0,54	3.06	C.V

D'après le tableau 4.12, on remarque que les déformations sont vérifiées dans tous les niveaux.

### 8.3 Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ), 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).

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k) :  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

$h_k$  : 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 1<sup>er</sup> 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 4.13** : Vérification de l'effet P-Δ suivant x

Sens x-x							
Niveau	$h_k$ (m)	V (KN)	$\Delta k, x$ (cm)	Masse (KN)	$P_k$ (KN)	$\theta_k$	$\theta_k \leq 0.1$
SS	2.88	2220,48	0,16	5525,47	87146,01	0,0224	C.V
RDC	3.06	2205,57	0,37	5833,85	81620,54	0,0449	C.V
M	3.06	2173,10	0,57	5918,18	75786,69	0,0651	C.V
1	3.06	2123,19	0,89	5386,79	69868,51	0,0960	C.V
2	3.06	2062,32	0,86	5807,60	64481,72	0,0876	C.V
3	3.06	1980,04	0,93	5297,09	58674,12	0,0899	C.V
4	3.06	1889,80	1,04	5732,47	53377,03	0,0956	C.V
5	3.06	1775,71	1,07	5662,79	47644,56	0,0939	C.V
6	3.06	1646,77	1,07	5618,04	41981,77	0,0893	C.V
7	3.06	1502,74	1,07	5578,55	36363,73	0,0847	C.V
8	3.06	1343,73	1,07	5539,06	30785,18	0,0802	C.V
9	3.06	1169,96	1,00	5414,73	25246,12	0,0705	C.V
10	3.06	984,57	1,00	5290,41	19831,39	0,0658	C.V
11	3.06	788,27	0,96	5195,63	14540,98	0,0581	C.V
12	3.06	580,59	0,89	5031,95	9345,35	0,0470	C.V
13	3.06	365,02	0,61	4313,40	5256,76	0,0234	C.V

**Tableau 4.14** : Vérification de l'effet P-Δ suivant y

Sens y-y							
Niveau	$h_k$ (m)	V (KN)	$\Delta k, y$ (cm)	Masse (KN)	Pk (KN)	$\theta_k$	$\theta_k \leq 0.1$
SS	2.88	2061,87	0,15	5525,47	87146,01	0,0226	C.V
RDC	3.06	2048,15	0,38	5833,85	81620,54	0,0501	C.V
M	3.06	2018,27	0,58	5918,18	75786,69	0,0708	C.V
1	3.06	1972,35	0,65	5386,79	69868,51	0,0757	C.V
2	3.06	1916,34	0,81	5807,60	64481,72	0,0888	C.V
3	3.06	1840,63	0,85	5297,09	58674,12	0,0881	C.V
4	3.06	1757,60	0,96	5732,47	53377,03	0,0954	C.V
5	3.06	1652,62	0,96	5662,79	47644,56	0,0906	C.V
6	3.06	1533,98	1,00	5618,04	41981,77	0,0894	C.V
7	3.06	1401,46	1,00	5578,55	36363,73	0,0848	C.V
8	3.06	1255,15	1,00	5539,06	30785,18	0,0802	C.V
9	3.06	1095,26	1,00	5414,73	25246,12	0,0753	C.V
10	3.06	924,67	0,96	5290,41	19831,39	0,0674	C.V
11	3.06	744,04	0,88	5195,63	14540,98	0,0565	C.V
12	3.06	552,94	0,92	5031,95	9345,35	0,0510	C.V
13	3.06	354,59	0,54	4313,40	4313,4	0,0214	C.V

## 9 METHODES DYNAMIQUES :

### 9.1 Conditions d'application :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul, et des lois de comportement utilisées, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats, et les critères de sécurité à satisfaire.

### 9.2 Méthode dynamique modale spectrale :

#### ❖ Principe de la méthode :

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.

#### ❖ Spectre de réponse :

Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du RPA99, V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \left( \frac{T}{T_1} \right) \left( 2.5\eta \left( \frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3 s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 0.3 s \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site. Le site de notre bâtiment est ferme (S2).

$S_a$  : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur =  $9,81 \text{ m/s}^2$

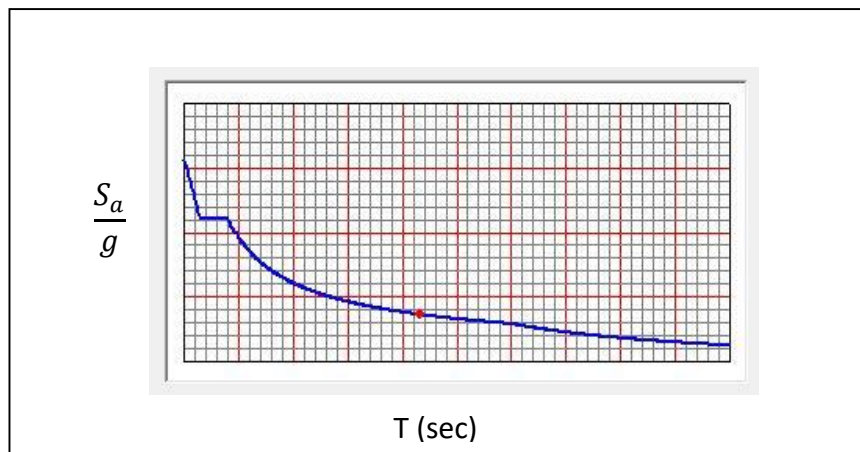
Après avoir introduit les informations nécessaires (R, site, Q, amortissement, groupe et zone) dans le spectre du RPA 99 version 2003, on va introduire les combinaisons suivantes dans le SAP 2000 :

$$\textcircled{1} \begin{cases} Q+Ex \\ Q+Ey \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} G+Q+1,2Ex \\ G+Q+1,2Ey \end{cases}$$

$$\textcircled{3} \begin{cases} 0,8G+Ex \\ 0,8G+Ey \end{cases}$$

Le graphe obtenu à partir du SAP2000, est illustré sur la figure 4.9 :



**Figure 4.9** : Courbe de spectre de réponse de RPA

### 9.3 Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$ , obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, déterminée par la méthode statique équivalente  $V_s$ , pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 80\% V_s$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8 V_s/V_t$ .

Après l'exécution de SAP2000, on obtient les résultats suivants :

**Tableau 4.15** : Récapitulatif des efforts tranchants à la base

L'effort tranchant à la base	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	2220,48	2061,87	1949.58	1915.11

❖ *Vérification suivant x :*

$$\frac{V_{x_{dyn}}}{V_{x_{sta}}} = \frac{1949.58}{2220.48} = 87.79 \% \quad \longrightarrow \quad \frac{V_{x_{dyn}}}{V_{x_{sta}}} > 80\%$$

La condition du RPA est vérifiée.

❖ *Vérification suivant y :*

$$\frac{V_{y_{dyn}}}{V_{y_{sta}}} = \frac{1915.11}{2061.87} = 92.88 \% \quad \longrightarrow \quad \frac{V_{y_{dyn}}}{V_{y_{sta}}} > 80\%$$

La condition du RPA est vérifiée.

## 10 CONCLUSION :

L'étude dynamique nous a permis d'effectuer l'analyse sismique, d'un projet de construction d'un bâtiment en béton armé, situé en zone de sismicité faible. La structure de celui-ci ayant été jugée irrégulière selon les règles de construction parasismique (RPA 99 version 2003). Une modélisation 3D sur le logiciel SAP 2000, a dû être effectuée.

L'exploitation des résultats donnés par ce logiciel, 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.

Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, afin qu'il nous donne les meilleurs résultats vis-à-vis des exigences imposées par le RPA99, version 2003.

## **CHAPITRE V**

# **ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

### **1 INTRODUCTION :**

Après avoir fait l'étude dynamique par le logiciel SAP2000 dans le chapitre précédent, on a déterminé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).

Dans le chapitre courant, on va utiliser ces efforts pour pouvoir déterminer les sections d'aciers nécessaires, afin que ces éléments puissent résister aux différentes charges auxquelles ils sont soumis.

Le ferrailage sera choisi d'une façon à être conforme aux règles illustrées dans le R.P.A.99 version 2003, B.A.E.I.91 (révisé en 99), et aussi le C.B.A.93.

### **2 LES POTEAUX :**

#### **2.1 Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, sur lesquels se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure, et par lesquels ces charges se répartissent vers les infrastructures.

Pour notre immeuble, tous les poteaux ont des sections carrées.

#### **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, version 2003.

- Combinaisons fondamentales :

a) ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$

b) ELS :  $G + Q$

Où :  $G$  c'est la charge permanente, et  $Q$  c'est la charge d'exploitation.

- Combinaisons accidentelles :

c)  $0.8 G \pm E$

d)  $G + Q \pm E$

Où :  $E$  c'est l'action du séisme

#### **2.3 Vérification du coffrage :**

Pour la vérification du coffrage, il faut que cette condition soit vérifiée dans chaque niveau du bâtiment, afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile, sous sollicitation d'ensemble due au séisme et l'effort normal de compression :

$$V = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$N$  : L'effort normal de calcul s'exerçant sur le poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

B : L'aire (la section brute) du poteau.

$F_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Pour trouver la valeur de l'effort normal maximal, qui s'exerce sur le poteau le plus sollicité, on utilise ces combinaisons :

$$1 \left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E_x \\ 0.8 G \pm E_y \end{array} \right.$$

$$2 \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \end{array} \right.$$

Les résultats sont illustrés sur le tableau récapitulatif ci-dessous :

**Tableau 5.1 : Vérification du coffrage**

Niveau	N(MN)	B (cm <sup>2</sup> )	V	Vérification
Sous-sol	3.74	60×60	0.42	C.N.V
RDC	3.56	60×60	0.40	C.N.V
Mezzanine	3.33	55×55	0.44	C.N.V
Niveau 1	3.04	55×55	0.40	C.N.V
Niveau 2	2.77	50×50	0.44	C.N.V
Niveau 3	2.50	50×50	0.40	C.N.V
Niveau 4	2.23	45×45	0.44	C.N.V
Niveau 5	1.97	45×45	0.39	C.N.V
Niveau 6	1.72	40×40	0.43	C.N.V
Niveau 7	1.48	40×40	0.37	C.N.V
Niveau 8	1.23	35×35	0.40	C.N.V
Niveau 9	0.99	35×35	0.32	C.N.V
Niveau 10	0.76	30×30	0.34	C.N.V
Niveau 11	0.53	30×30	0.24	C.V
Niveau 12	0.33	30×30	0.15	C.V
Niveau 13	0.17	30×30	0.08	C.V

D'après le tableau 5.1, on constate que la condition de coffrage n'est pas vérifiée dans la plupart des niveaux. Donc, on va augmenter les sections, et on revérifie.

Les nouvelles sections sont représentées sur le tableau suivant :

**Tableau 5.2 : Vérification du nouveau coffrage**

Niveau	N(MN)	B (cm <sup>2</sup> )	V	Vérification
Sous-sol	4.066	75×75	0.289	C.V
RDC	3.875	75×75	0.275	C.V
Mezzanine	3.624	70×70	0.295	C.V
Niveau 1	3.324	70×70	0.271	C.V
Niveau 2	3.027	65×65	0.286	C.V
Niveau 3	2.737	65×65	0.259	C.V
Niveau 4	2.450	60×60	0.272	C.V
Niveau 5	2.171	60×60	0.241	C.V
Niveau 6	1.895	55×55	0.250	C.V
Niveau 7	1.627	55×55	0.250	C.V

Niveau 8	1.362	50×50	0.217	C.V
Niveau 9	1.104	50×50	0.176	C.V
Niveau 10	0.848	45×45	0.167	C.V
Niveau 11	0.618	45×45	0.122	C.V
Niveau 12	0.597	40×40	0.149	C.V
Niveau 13	0.211	40×40	0.052	C.V

D'après ce tableau, on remarque que les nouvelles sections répondent à la condition du RPA, donc on va utiliser ces sections pour la suite des calculs.

#### 2.4 Vérification des sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton  $\tau_{bu}$ , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{bd}$$

Où :

T : l'effort tranchant

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0.9b

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

- D'après le BAEL91, révisé en 99 :

$$\tau_{bu} = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

- D'après le RPA99, version 2003 :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Où :

$\lambda_g$  : c'est l'élançement géométrique du béton, il est calculé par cette formule :

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $L_f$  la longueur de flambement du poteau.

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 5.3** : Vérification des sollicitations tangentes

Niveau	T (MN)	B (cm <sup>2</sup> )	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\overline{\tau}_{bu}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ BAEL (MPa)	Vérification
SS	0.215	75×75	0.42	2.01	0.04	1	3.33	C.V
RDC	0.077	75×75	0.15	2.14	0.04	1	3.33	C.V
M	0.080	70×70	0.18	2.14	0.04	1	3.33	C.V
1	0.095	70×70	0.22	2.14	0.04	1	3.33	C.V
2	0.092	65×65	0.24	2.14	0.04	1	3.33	C.V
3	0.110	65×65	0.29	2.14	0.04	1	3.33	C.V
4	0.098	60×60	0.30	2.14	0.04	1	3.33	C.V
5	0.116	60×60	0.36	2.14	0.04	1	3.33	C.V
6	0.099	55×55	0.36	2.14	0.04	1	3.33	C.V
7	0.114	55×55	0.42	2.14	0.04	1	3.33	C.V
8	0.092	50×50	0.41	2.14	0.04	1	3.33	C.V
9	0.106	50×50	0.47	2.14	0.04	1	3.33	C.V
10	0.080	45×45	0.44	2.14	0.04	1	3.33	C.V
11	0.090	45×45	0.49	2.14	0.04	1	3.33	C.V
12	0.061	40×40	0.42	2.14	0.04	1	3.33	C.V
13	0.121	40×40	0.84	2.14	0.04	1	3.33	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.

### 2.5 Sollicitations à considérer :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_{\max} \longrightarrow & M \text{ correspondant.} \\ N_{\min} \longrightarrow & M \text{ correspondant.} \\ M_{2\max} \longrightarrow & N \text{ correspondant.} \\ M_{3\max} \longrightarrow & N \text{ correspondant.} \end{array} \right.$$

Chacune des quatre 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 5.4** : Sollicitations dans les poteaux

niveau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>2max</sub> → N <sub>cor</sub>		M <sub>3max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
SS	75×75	5424.71	13.44	151.32	2806.57	95.56	1711.37	14.6	67.90
RDC	75×75	5017.59	5.56	71.55	3490	134.87	2053.17	12.45	21.65
M	70×70	4685.07	46.51	45.77	1388.86	119.52	1821.98	135.7	38.11
1	70×70	4290.94	49.32	51.58	1283.54	136.98	1655.32	115.49	45.09
2	65×65	3903.65	47.53	53.15	1811.83	128.89	1498.31	35.85	33.62
3	65×65	3529.29	55.56	72.15	1619.93	98.99	2524.86	134.77	41.14
4	60×60	3160.23	49.82	68.26	1440.20	135.05	1219.43	184.87	37.34
5	60×60	2802.99	58.83	84.99	1269.64	158.08	1093.08	241.04	44.48
6	55×55	2450.05	50.26	76.28	1172.97	133.85	969.33	246.83	38.42
7	55×55	2107.24	59.33	92.31	1010.82	155.81	853	222.45	11.68
8	50×50	1767.4	48.44	79.13	859.48	125.78	736.81	171.53	24.29
9	50×50	1435.44	56.83	92.86	718.15	145.46	625.59	92.26	32.61
10	45×45	1132.19	35.53	71.34	575.52	110.69	510.88	39.24	29.93
11	45×45	846.56	41.75	84.10	569.22	125.58	394	4.84	36.02
12	40×40	561.77	30.06	59.19	370.15	87.18	272.5	1.51	1.42
13	40×40	286.93	46.04	105.09	186.56	128.24	196.55	0.53	6.04

## 2.6 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.

On va faire un exemple de calcul, et les autres seront récapitulés dans le tableau 5.6.

Le RPA 99 version 2003 exige que :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm ( $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ ).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en RDC, on a choisi ce poteau car il est le plus sollicité.

a) Exemple de calcul :

On calcule le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 5424.71 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 13.44 \text{ KN.m (ELU)} \\ M_{2\max} = 151.32 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{cor}} = 2806.57 \text{ KN (G+Q-Ey)} \\ M_{3\max} = 95.56 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{cor}} = 1711.37 \text{ KN (G+Q-Ex)} \\ N_{\min} = 14.6 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 67.9 \text{ KN.m (ELU)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 0.9h = 0.9 \times 0.75 \longrightarrow d = 0.675 \text{ m} \\ d' = 0.1h = 0.1 \times 0.75 \longrightarrow d' = 0.075 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pour trouver l'excentricité, on divise le moment sur l'effort normal :

$$e = \frac{M}{N}$$

a) Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 0.013 \text{ MN.m} \\ N_u = 5.42 \text{ MN (compression)} \end{array} \right.$$

- Calcul de « e » et « e<sub>a</sub> » :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.013}{5.42} \longrightarrow e = 0.0024 \text{ m}$$

$$e_a = d - \frac{h}{2} + e = 0.675 - 0.375 + 0.024 \longrightarrow e_a = 0.324 \text{ m}$$

- Calcul du moment fictif  $M_a$  :

$$M_a = N_u \times e_a = 5.42 \times 0.324 \longrightarrow M_a = 1.76 \text{ MN.m}$$

- Vérification du domaine :

$$N_u(d-d') - M_a = 5.42(0.675-0.075) - 1.76 \longrightarrow N_u(d-d') - M_a = 1.49 \text{ MN.m .....(A)}$$

$$(0.337-0.81 \frac{d'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc} = (0.337-0.81 \times \frac{0.075}{0.75}) \times 0.75 \times 0.75^2 \times 14.17$$

$$\longrightarrow (0.337-0.81 \frac{d'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc} = 1.53 \text{ MN.m .....(B)}$$

$$(0.337-0.81 \frac{d'}{d}) b \times h^2 \times f_{bc} = (0.337-0.81 \times \frac{0.075}{0.675}) \times 0.75 \times 0.75^2 \times 14.17$$

$$\longrightarrow (0.337-0.81 \frac{d'}{d}) b \times h^2 \times f_{bc} = 1.48 \text{ MN.m .....(C)}$$

$A < B \longrightarrow$  Domaine 2  $\longrightarrow$  section partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues.

On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

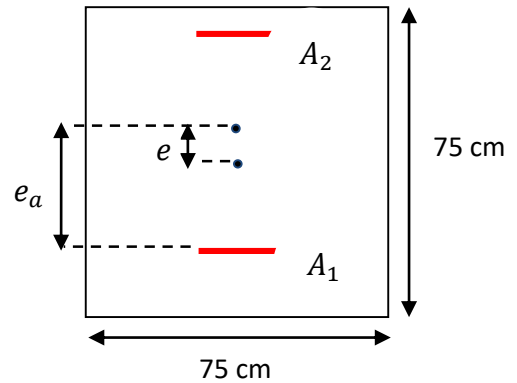


Figure 5.1: Section du poteau

Où :

$M_a$  : C'est le moment fictif

$b$  : La largeur du poteau

$d$  : Distance entre le fibre supérieur et l'armature inférieure

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.76}{0.75 \times (0.9 \times 0.75)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.338$$

$$\mu_R = 0.392 \text{ (} f_e \text{ 400 et } \gamma_s = 1,15 \text{)}$$

$\mu_u < \mu_R$ , donc section à simple armature ( $A_2 = 0$ ).

Pour le calcul de  $A_1$ , on utilise cette formule :

$$A_1 = \left( \frac{M_a}{Z} - N_U \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 0.54$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.53 \text{ m}$$

$$A_1 = \left( \frac{1.76}{0.53} - 5.42 \right) \frac{1}{348} \longrightarrow A_1 = -66.79 \text{ cm}^2$$

De la même manière, on calcule le ferrailage dû aux autres sollicitations, et on le regroupe dans ce tableau :

**Tableau 5.5** : Ferrailage du RDC dû à plusieurs sollicitations

sollicitations	N(MN)	M(MN.m)	$\mu_u$	$\alpha$	Z	$A_2$	$A_1$
$N_{\max}, M_{\text{cor}}$	5.42	0.013	0.338	0.54	0.53	0	-66.79
$M_{2\max}, N_{\text{cor}}$	2.81	0.15	0.205	0.29	0.59	0	-32.83
$M_{3\max}, N_{\text{cor}}$	1.71	0.095	0.125	0.17	0.63	0	-21.39
$N_{\min}, M_{\text{cor}}$	14.6	67.9	0.015	0.15	0.67	0	2.68

D'après le tableau, on constate que  $A_1 < 0$ . Donc 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 le min de RPA99 version 2003.

b) *Ferrailage minimal* :

$$A_{\text{st min}} = 0.7\% (B) = 0.7\% (75 \times 75) \longrightarrow A_{\text{st min}} = 39.38 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections, on va choisir :  $A_{\text{st choisi}} = 6T14 + 10T20 = 40.64 \text{ cm}^2$

Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 5.6** : Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> )
SS	75×75	2.68	39.38	6T14+10T20 = 40.64
RDC	75×75	0.72	39.38	6T14+10T20 = 40.64
M	70×70	-55.16	34.30	12T16+4T20 = 36.69
1	70×70	0.25	34.30	12T16+4T20 = 36.69
2	65×65	1.09	29.58	12T16+4T14 = 30.28
3	65×65	-42.33	29.58	12T16+4T14 = 30.28
4	60×60	-36.62	25.20	10T16+6T12 = 26.90
5	60×60	-32.98	25.20	10T16+6T12 = 26.90
6	55×55	-28.04	21.18	8T12+8T14 = 21.35
7	55×55	-24.26	21.18	8T12+8T14 = 21.35
8	50×50	-19.93	17.50	16T12 = 18.08
9	50×50	2.30	17.50	16T12 = 18.08
10	45×45	2.28	14.18	16T12 = 18.08
11	45×45	4.25	14.18	16T12 = 18.08
12	40×40	4.07	11.20	16T12 = 18.08
13	40×40	10.61	11.20	16T12 = 18.08

c) *Longueur de recouvrement* :

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (en zone I).

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 1.2 \text{ cm} \\ \phi = 1.4 \text{ cm} \\ \phi = 1.6 \text{ cm} \\ \phi = 2 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm, on choisit } L_r = 50 \text{ cm} \\ L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm, on choisit } L_r = 60 \text{ cm} \\ L_r = 1.6 \times 40 = 64 \text{ cm, on choisit } L_r = 70 \text{ cm} \\ L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm, on choisit } L_r = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

## 2.7 Calcul du ferrailage transversal :

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2.50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction

considérée est supérieur ou égal à 5, et à 3.75 dans le cas contraire. Dans notre projet, et puisque  $\lambda_g$  est inférieur à 5 (calculé précédemment), donc  $\rho_a$  sera pris égal à 3.75.

t : l'espacement des armatures transversales, et il est calculé comme suit :

$$\begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min (10\phi_{l \min}, 15 \text{ cm}) \\ \text{Dans la zone courante : } t' \leq 15\phi_{l \min} \end{cases}$$

Avec :  $\phi_l$  c'est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ Diamètre des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales est déterminé par cette formule :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

Avec :

h et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$\phi_l$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ Section minimale d'armature transversale :

La quantité **d'armatures transversales minimale  $A_t/t \cdot b_1$** , en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  (au minimum).

Le choix de l'espacement ainsi que la vérification du diamètre de ferrailage transversal, sont illustrés sur le tableau 5.8.

Les résultats du ferrailage transversal des poteaux, sont récapitulés dans le tableau suivant :

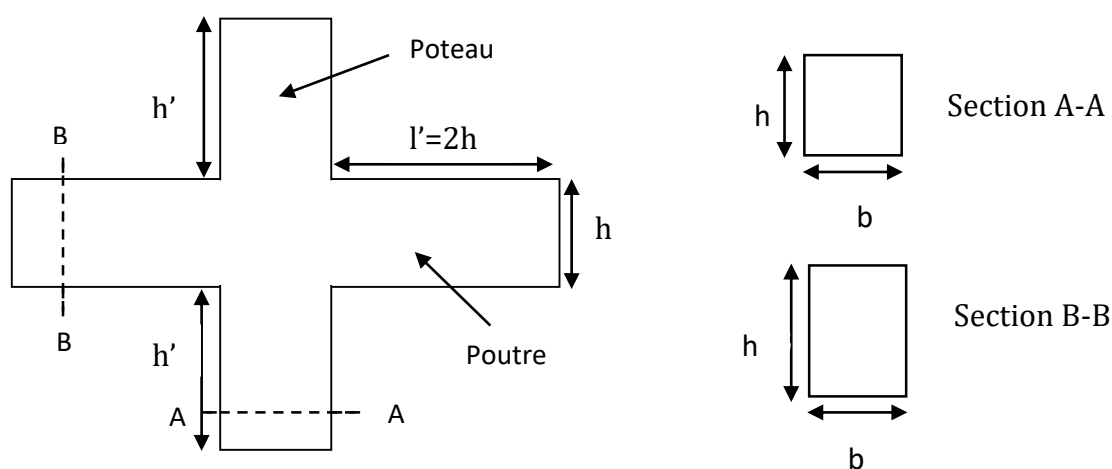
**Tableau 5.8** : Ferrailage transversal des poteaux

Niveau	h (cm)	$V_u$ (MN)	$\rho_a$	$F_e$ (MPa)	t (cm)	t' (cm)	$\phi_l$ min (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ cal (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ min (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ choisi (cm <sup>2</sup> )
SS	75	0.215	3.75	400	10	15	1.4	2.69	6	6Ø10
RDC	75	0.077	3.75	400	10	15	1.4	0.96	6	6Ø10
M	70	0.080	3.75	400	10	15	1.6	1.07	5.6	6Ø10
1	70	0.095	3.75	400	10	15	1.6	1.27	5.6	6Ø10
2	65	0.092	3.75	400	10	15	1.4	1.33	5.2	6Ø10
3	65	0.110	3.75	400	10	15	1.4	1.59	5.2	6Ø10
4	60	0.098	3.75	400	10	15	1.4	1.53	4.8	6Ø10
5	60	0.116	3.75	400	10	15	1.4	1.81	4.8	6Ø10
6	55	0.099	3.75	400	10	15	1.4	1.69	4.4	6Ø8
7	55	0.114	3.75	400	10	15	1.4	1.94	4.4	6Ø8

8	50	0.092	3.75	400	10	15	1.2	1.73	4	6Ø8
9	50	0.106	3.75	400	10	15	1.2	1.99	4	6Ø8
10	45	0.080	3.75	400	10	15	1.2	1.67	3.6	6Ø8
11	45	0.090	3.75	400	10	15	1.2	1.88	3.6	6Ø8
12	40	0.061	3.75	400	10	15	1.2	1.43	3.2	6Ø8
13	40	0.121	3.75	400	10	15	1.2	2.84	3.2	6Ø8

### 2.8 Zone nodale :

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ , qui sont représentées sur la figure suivante :



**Figure 5.2 :** Zone nodale

Avec  $h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60\text{cm} \right)$

Où :

$h_e$  : hauteur d'étage.

$b_1$  et  $h_1$  : les dimensions de la section du poteau.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 5.7 :** La longueur de la zone nodale

Niveau	h (cm)	b (cm)	$h_e$ (cm)	$h'$ (cm)	$l'(P.P)$ (cm)	$l'(P.S)$ (cm)
SS	75	75	288	75	110	100
RDC	75	75	306	75	110	100
M	70	70	306	70	110	100
1	70	70	306	70	110	100
2	65	65	306	65	110	100
3	65	65	306	65	110	100
4	60	60	306	60	110	100

5	60	60	306	60	110	100
6	55	55	306	60	110	100
7	55	55	306	60	110	100
8	50	50	306	60	110	100
9	50	50	306	60	110	100
10	45	45	306	60	110	100
11	45	45	306	60	110	100
12	40	40	306	60	110	100
13	40	40	306	60	110	100

## 2.9 Vérification à l'ELS :

a) RDC :

- Calcul de e :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.009}{3.94} \Rightarrow e = 2.46 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- Calcul de P :

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$\Rightarrow P = -3\left(0.0025 - \frac{0.75}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 40.64 \times 10^{-4}}{0.75} \left(0.0025 - \frac{0.75}{2} + 0.68\right)$$

$$\Rightarrow P = -0.2688 \text{ m}^2 = -2688 \text{ cm}^2$$

- Calcul de q :

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$\Rightarrow q = 2\left(0.0025 - \frac{0.75}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 40.64 \times 10^{-4}}{0.75} \left(0.0025 - \frac{0.75}{2} + 0.68\right)^2$$

$$\Rightarrow q = -0.1480 \text{ m}^2 = -1480 \text{ cm}^2$$

- Calcul de  $e_1$  :

Pour trouver  $e_1$ , on va faire des itérations en utilisant cette formule :

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

On choisit :  $e_1 = 0.50 \text{ m}$

$$e_1 = \sqrt[3]{-(0.50 \times (-0.2688)) + 0.1480} = 0.66 \text{ m}$$

$$0.66 \longleftarrow 0.50$$

$$0.69 \longleftarrow 0.69$$

Donc, on prend  $e_1 = 0.69$  m

- Calcul de 'X' avec la formule suivante :

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e = 37.5 + 69 - 0.246 \longrightarrow X = 106.6 \text{ cm}$$

- Calcul de 'S':

$$S = \frac{bX^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - X) \longrightarrow S = \frac{75 \times 106.6^2}{2} - 15 \times 40.64 \times (68 - 106.6)$$

$$\longrightarrow S = 449991.09 \text{ cm}^3$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S} = \frac{3.94 \times 106.6 \times 10^{-2}}{449991.09 \times 10^{-6}} \longrightarrow \sigma_{bc} = 9 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ , donc la contrainte dans le béton est vérifiée.

On va faire la même chose pour les autres étages, les résultats seront regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.9 : Vérification à l'ELS**

Niveau	$M_s$ (MN.m)	$N_s$ (MN)	$e$ (m)	$p$ (m <sup>2</sup> )	$q$ (m <sup>2</sup> )	$e_1$ (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérif
SS	0.009	3.94	0.002	-0.2688	-0.1480	0.690	9.33	15	C.V
RDC	0.071	2.08	0.034	-0.1857	-0.1337	0.630	5.43	15	C.V
M	0.033	3.4	0.009	-0.211	-0.118	0.630	9.46	15	C.V
1	0.036	3.12	0.011	-0.206	-0.118	0.627	8.74	15	C.V
2	0.034	2.83	0.012	-0.179	-0.092	0.582	9.23	15	C.V
3	0.040	2.56	0.015	-0.171	-0.091	0.574	8.46	15	C.V
4	0.036	2.29	0.016	-0.139	-0.072	0.526	8.93	15	C.V
5	0.043	2.04	0.021	-0.128	-0.071	0.515	8.12	15	C.V
6	0.036	1.78	0.020	-0.111	-0.053	0.473	8.46	15	C.V
7	0.043	1.53	0.028	-0.096	-0.052	0.457	7.53	15	C.V
8	0.035	1.28	0.027	-0.075	-0.039	0.411	7.69	15	C.V
9	0.041	1.04	0.039	-0.055	-0.037	0.389	6.64	15	C.V
10	0.025	0.83	0.030	-0.037	-0.031	0.353	6.36	15	C.V
11	0.030	0.62	0.048	-0.011	-0.029	0.322	5.29	15	C.V
12	0.022	0.41	0.053	0.023	-0.025	0.266	4.77	15	C.V
13	0.033	0.21	0.157	0.124	-0.041	0.207	3.93	15	C.V

D'après le tableau 5.9, on remarque que la condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc on va garder ces sections du béton.

### 2.10 Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux du RDC. Le schéma est illustré sur la figure suivante :

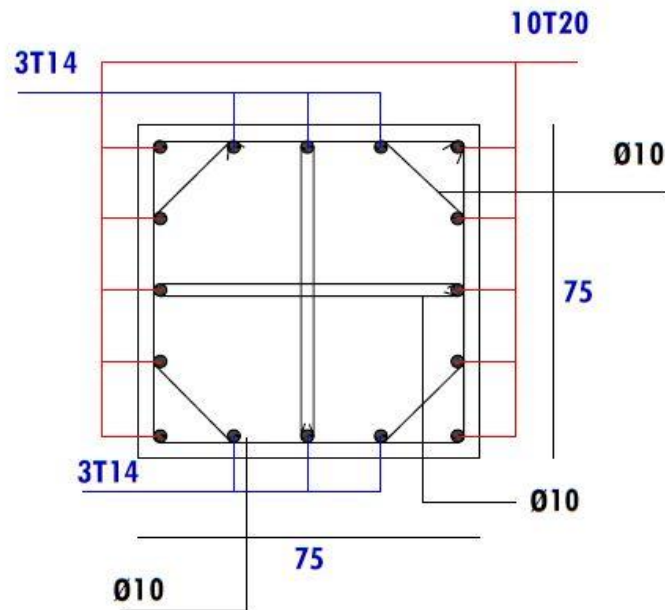


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage du poteau RDC (75×75) cm<sup>2</sup>

## 3 LES POUTRES :

### 3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Dans notre projet on a deux types de poutres :

- Principales qui ont une section de (0.30× 0.55) m<sup>2</sup>
- Secondaires qui ont une section de (0.30 ×0.45) m<sup>2</sup>

#### ❖ *Combinaisons des charges :*

- Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation.

- Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Où : E c'est l'action du séisme

### 3.2 Recommandation du RPA99, version 2003 :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :
 
$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø en zone I.

### 3.3 Sollicitations dans les poutres :

Après l'exécution du logiciel SAP2000, on trouve que la combinaison qui donne les sollicitations les plus défavorables est l'ELU et l'ELS.

Les résultats des sollicitations donnés par SAP200, sont regroupés dans ce tableau :

**Tableau 5.10 :** Sollicitations dans les poutres

Sollicitations	ELU			ELS		
	M <sub>trav</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	T (KN)	M <sub>trav</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	T (KN)
PP (55×30) cm	114.91	210.78	151.97	83.76	152.20	108.45
PS (45×30) cm	103.14	127.86	144.21	74.94	91.15	102.72

### 3.4 Calcul des poutres principales :

#### 3.4.1 Détermination des armatures longitudinales des poutres principales :

Le calcul se fait en flexion simple.

a) ELU :

❖ Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.30 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 114.91 \text{ KN.m} = 114.91 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.55 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h \longrightarrow d = 0.9 \times 0.55 = 0.495 \text{ m}$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{114.91 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.495)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.1103$$

$$\mu_u = 0.1103 < \mu_R = 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (SSA)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

- Calcul de «  $A_{st}$  » :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1103}) = 0.146$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.495 (1 - 0,4 \times 0.146) = 0.466 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{114.91 \times 10^{-3}}{0.466 \times 347.83} = 7.089 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \longrightarrow A_{st} = 7.089 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.3 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{app u} = 210.78 \text{ KN.m} = 210.78 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.55 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{app u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{210.78 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.495)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.2024$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature SSA} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2024}) = 0.286$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.495 (1 - 0.4 \times 0.286) = 0.438 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app u}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{210.78 \times 10^{-3}}{0.438 \times 347.83} = 13.82 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \longrightarrow A_{sa} = 13.82 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

D'après le BAEL :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{30 \times 55}{1000}; 0.23 \times 30 \times 49.5 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{min} \geq \max(1.65; 1.79) \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_{st} = 7.089 \text{ cm}^2 > 1.79 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui : } A_{sa} = 13.82 \text{ cm}^2 > 1.79 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On constate que la condition est vérifiée suivant les deux directions.

b) ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

- En travée :

Il faut que cette condition soit vérifiée :

$$\alpha_{tra} < \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{114.91}{83.76} = 1.37 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_{tra} = 0.146$$

$$\alpha_{tra} < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha_{tra} < 0.435 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- En appuis :

$$\alpha_{app} < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{M_{appu}}{M_{apps}} = \frac{210.78}{152.20} = 1.38 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_{app} = 0.286$$

$$\alpha_{app} < \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.442$$

$$\alpha_{app} < 0.442 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures minimales :

Selon le RPA99 V2003 :

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

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 55 = 8.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 13.82 + 7.089 = 20.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} + A_{sa} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures maximales :

- Dans la zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \times 55) = 66 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \times 55) = 99 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des Armatures :

- En travée :

$$A_{st} = 4T12 + 2T14 = 7.6 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$A_{sa} = 4T14 + 4T16 = 14.2 \text{ cm}^2$$

### 3.4.2 Vérification au cisaillement :

- Calcul de  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{151.97 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.495} \longrightarrow \tau_u = 1.02 \text{ MPa}$$

- Calcul de  $\bar{\tau}_u$  :

Puisque les poutres sont exposées aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ , la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

### 3.4.3 Vérification de la flèche :

La longueur maximale des poutres égale à  $L_{\max} = 6 \text{ m}$ .

$$\frac{h}{L} = \frac{55}{600} = 0.0917 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition est vérifiée

- En travée :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{7.6}{30 \times 0.9 \times 55} < \frac{4.2}{400} \longrightarrow 5.12 \times 10^{-3} < 10.5 \times 10^{-3}$$

La condition est vérifiée

- En appui :

$$\frac{A_{sa}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{14.2}{30 \times 0.9 \times 55} < \frac{4.2}{400} \longrightarrow 9.56 \times 10^{-3} < 10.5 \times 10^{-3}$$

La condition est vérifiée

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

### 3.5 Détermination des armatures transversales :

❖ Calcul de diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{55}{35}, \frac{30}{10}, 1.2\right) = \min(1.57, 3, 1.2)$$

On va adopter un diamètre égal à  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

❖ Calcul de l'espacement :

D'après RPA 99 V 2003, on a :

- Zone nodale :

L'espacement dans cette zone doit être petit, parce que là où l'effort tranchant est important. Cet espacement doit être inférieur à :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 1.2 \times \phi_{\min}, 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{55}{4}, 1.2 \times 1.2, 30 \text{ cm}\right) \\ \longrightarrow S_t \leq \min(13.75, 14.4, 30)$$

On adopte un espacement  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- Zone courante :

Dans cette zone, l'espacement doit être plus grand, car l'effort tranchant est moins important par rapport à la zone nodale. Il est calculé comme suit :

$$S' \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S' \leq \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement  $S' = 25 \text{ cm}$ .

### 3.6 Longueur minimale de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale égale à :  $L_r = 40\emptyset$  (zone I)

$$\left\{ \begin{array}{l} \emptyset = 1.6 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on prend } L_r = 65 \text{ cm} \\ \emptyset = 1.4 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on prend } L_r = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le recouvrement des armatures doivent être fait à l'extérieur de la zone nodale.

### 3.7 Calcul des poutres secondaires :

#### 3.7.1 Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires :

Le calcul se fait en flexion simple.

a) ELU :

❖ Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.30 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 103.14 \text{ KN.m} = M_{tu} = 103.14 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.45 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h \longrightarrow d = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{ m}$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{103.14 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.148$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (SSA)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

- Calcul de «  $A_{st}$  » :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.148}) = 0.201$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.405 (1 - 0,4 \times 0.201) = 0.372 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{103.14 \times 10^{-3}}{0.372 \times 347.83} = 7.96 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \longrightarrow A_{st} = 7.96 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul du ferrailage en appui :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.3 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{app u} = 127.86 \text{ KN.m} = 127.86 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.45 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{app u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{127.86 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.183$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.183}) = 0.255$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.405 (1 - 0.4 \times 0.255) = 0.364 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app u}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{127.86 \times 10^{-3}}{0.364 \times 347.83} = 10.1 \times 10^{-4} \longrightarrow A_{sa} = 10.11 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

D'après le BAEL :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{30 \times 45}{1000}; 0.23 \times 30 \times 49.5 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(1.35; 1.79) \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_{st} > A_{\min} \\ \text{En appui : } A_{sa} > A_{\min} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée en appui comme en travée.

b) ELS :

❖ Vérification des contraintes du béton :

- En travée :

$$\alpha_{tra} < \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{103.14}{74.94} = 1.38 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_{tra} = 0.201$$

$$\alpha_{tra} < \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha_{tra} < 0.44 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En appuis :

$$\alpha_{app} < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{M_{appu}}{M_{apps}} = \frac{127.86}{91.15} = 1.4 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_{app} = 0.255$$

$$\alpha_{app} < \frac{1.4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha_{app} < 0.45 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures minimales :

Selon RPA99 V2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h \quad \Rightarrow \quad A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 10.11 + 7.96 = 18.07 > 6.75$$

La condition est vérifiée.

❖ Armatures maximales :

- En zone courante

$$A_{max} = 4\% (b \times h) \quad \Rightarrow \quad A_{max} = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2$$

- En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% (b \times h) \quad \Rightarrow \quad A_{max} = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des Armatures :

- En travée :

$$A_{st} = 8.42 \text{ cm}^2 = 4T14+2T12$$

- En appui :

$$A_{sa} = 10.68 \text{ cm}^2 = 4T12+4T14$$

### 3.7.2 Vérification au cisaillement :

- Calcul de  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{144.21 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 1.19 \text{ MPa}$$

- Calcul de  $\bar{\tau}_u$  :

Puisque les poutres sont exposées aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ , la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

### 3.7.3. Vérification de la flèche :

Il faut vérifier ces conditions :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{550} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

Où : L c'est La longueur maximale de la poutre ( $L_{\max} = 5 \text{ m}$ ).

La condition est vérifiée .

- En travée :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{8.42}{30 \times 0.9 \times 45} < \frac{4.2}{400} \longrightarrow 6.93 \times 10^{-3} < 10.5 \times 10^{-3}$$

Condition vérifiée.

- En appui :

$$\frac{A_{sa}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{10.68}{30 \times 0.9 \times 45} < \frac{4.2}{400} \longrightarrow 8.79 \times 10^{-3} < 10.5 \times 10^{-3}$$

Condition vérifiée.

Puisque les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

### 3.7.4 Détermination du diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales égale à :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{min}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}, \frac{30}{10}, 1.2\right) = \min(1.29, 3, 1.2)$$

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

Donc, on va adopter un diamètre transversal égal à 8 mm.

### 3.7.5 Calcul de l'espacement :

D'après RPA 99 V 2003, l'espacement entre les armatures transversales est égal à :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 1.2 \times \phi_{min}, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 1.2 \times 1.2, 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min(11.25, 1.44, 30)$$

On adopte un espacement  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} \quad \longrightarrow \quad S' \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement  $S' = 20 \text{ cm}$ .

### 3.8 Longueur minimale de recouvrement :

D'après le RPA, la longueur de recouvrement minimale en zone I, est lors de  $40\phi$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 1.6 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on prend } L_r = 65 \text{ cm} \\ \phi = 1.4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on prend } L_r = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La recouvrement des armatures doivent être fait à l'extérieure de zone nodale.

### 3.9 Détermination de la quantité d'armatures transversales :

D'après le RPA99, version 2003, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003.s.b$

Avec :

S : Espacement entre les armatures transversales

b : la largeur du poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \times 10 \times 30 \quad \longrightarrow \quad A_{t \min} = 0.9 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 \quad \longrightarrow \quad A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

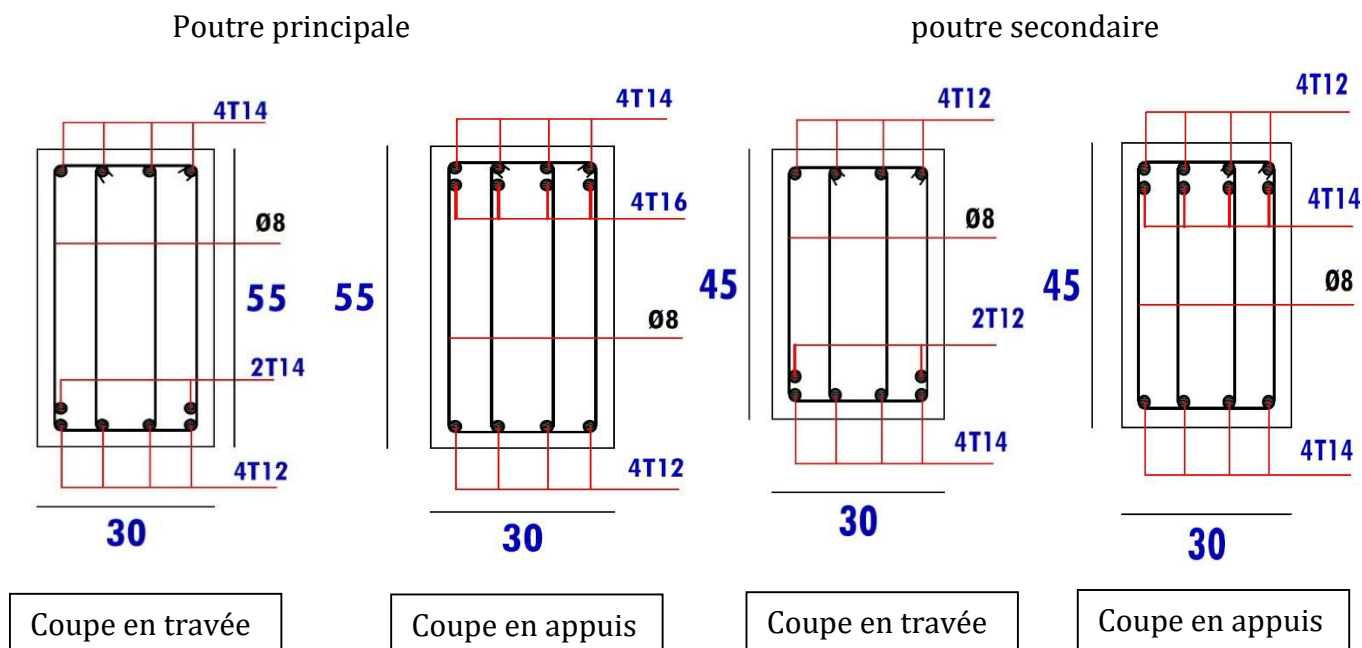
❖ Vérification :

Le ferrailage transversal choisi est égal à :  $A_{t \text{ choisie}} = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Donc, le ferrailage choisi est supérieur au minimum, pour les deux zones : nodale et courante. Cette vérification est valable pour les deux poutres : principale et secondaire.

### 3.10 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

Le schéma du ferrailage des poutres principales, ainsi que les secondaires est illustré sur la figure ci-dessous:



**Figure 5.4 :** Ferrailage de la poutre principale et de la poutre secondaire

### 3.11 Tableau récapitulatif des poutres :

Le tableau ci-dessous récapitule tout le ferrailage des poutres :

**Tableau 5.11 :** Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Poutre	Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A min (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appui		$\phi_t$ (mm)	st zone nodale (cm)	St zone courante (cm)
			A cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	A cal (cm <sup>2</sup> )	Choix			
P.P	SS	8.25	7.089	4T12+2T14	13.82	4T14+4T16	8	10	25
	RDC	8.25	7.089	4T12+2T14	13.82	4T14+4T16	8	10	25
	Etage courant	8.25	7.089	4T12+2T14	13.82	4T14+4T16	8	10	25
P.S	SS	6.75	7.96	4T14+2T12	10.11	4T12+4T14	8	10	20
	RDC	6.75	7.96	4T14+2T12	10.11	4T12+4T14	8	10	20
	Etage courant	6.75	7.96	4T14+2T12	10.11	4T12+4T14	8	10	20

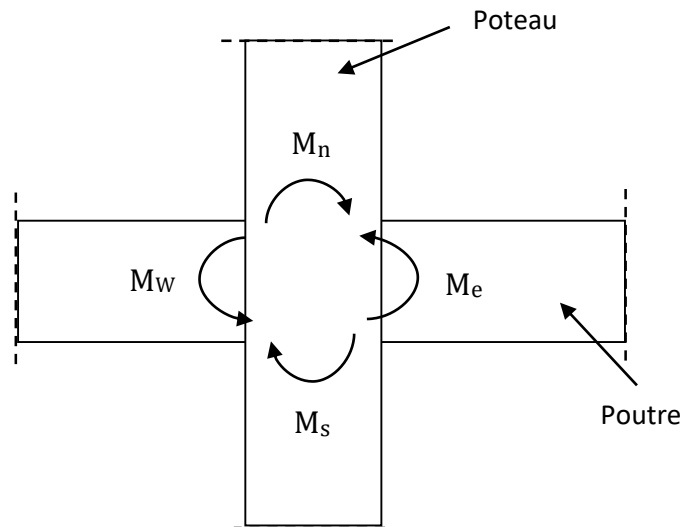
### 4 VERIFICATION DES ZONES NODALES :

D'après le RPA99, version 2003, et dans le but d'assurer que les rotules se forment dans les poutres, plutôt que dans les poteaux, il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement, et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique, que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux, ou montant aboutissant au nœud, est au moins égale en valeur absolue à la

somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres, ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles, et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



**Figure 5.5** : Les moments résistants dans la zone nodale

#### 4.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend de :

- Dimensions de la section du béton
- Quantité d'armatures dans la section du béton
- La contrainte limite élastique des aciers

Ce moment résistant est calculé par cette formule :

$$M_R = Z \times \sigma_s \times A_s \text{ (MOULELKAF.T et BOUDJEMAA.T, 2017)}$$

$$\text{Avec : } Z = 0.85h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Où : h c'est la hauteur de la section du béton

Le moment résistant pour chaque section est récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.12** : Le moment résistant dans les poteaux

B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
75×75	63.75	40.64	901.59
70×70	59.5	36.69	759.70
65×65	55.25	30.28	582.19
60×60	51	26.90	477.42
55×55	46.75	21.35	347.34

50×50	42.5	21.35	267.40
45×45	38.25	18.08	240.66
40×40	34	18.08	213.92

#### 4.2 Détermination du moment résistant dans les poutres :

Le moment résistant, dans les poutres pour chaque section, est récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.13 :** Le moment résistant dans les poutres

Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
P.P (30×55)	46.75	14.2	231.02
P.S (30×45)	38.25	10.68	142.16

Les résultats des vérifications sont donnés dans le tableau 5.14:

**Tableau 5.14 :** Vérification de la zone nodale

Niveau	Section du poteau	Type de poutre	M <sub>n</sub> (kn.m)	M <sub>s</sub> (kn.m)	M <sub>w</sub> =M <sub>e</sub> (kn.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (kn.m)	1.25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) (kn.m)	Vér
SS	75×75	P.P	901.59	901.59	231.02	1803.18	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
RDC	75×75	P.P	759.70	901.59	231.02	1661.29	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
M	70×70	P.P	759.70	759.70	231.02	1519.4	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
1	70×70	P.P	582.19	759.70	231.02	1341.89	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
2	65×65	P.P	582.19	582.19	231.02	1164.38	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
3	65×65	P.P	477.42	582.19	231.02	1059.61	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
4	60×60	P.P	477.42	477.42	231.02	954.84	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
5	60×60	P.P	347.34	477.42	231.02	824.76	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
6	55×55	P.P	347.34	347.34	231.02	694.68	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
7	55×55	P.P	267.40	347.34	231.02	614.74	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
8	50×50	P.P	267.40	267.40	231.02	534.8	577.55	C.N.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
9	50×50	P.P	240.66	267.40	231.02	534.8	577.55	C.N.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
10	45×45	P.P	240.66	240.66	231.02	481.32	577.55	C.N.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
11	45×45	P.P	213.92	240.66	231.02	454.58	577.55	C.N.V
		P.S			142.16		355.4	C.V

Puisque la condition n'est pas vérifiée dans les 6 derniers niveaux, donc on va augmenter les sections d'acier de ces niveaux, et aussi on va augmenter le coffrage du 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup>, 12<sup>ème</sup> et 13<sup>ème</sup> étage. Les nouvelles sections sont illustrées sur ces deux tableaux :

**Tableau 5.15 : Moment résistant des nouvelles sections d'aciers des poteaux**

B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
75×75	63.75	40.64	901.59
70×70	59.5	36.69	759.70
65×65	55.25	30.28	582.19
60×60	51	26.26	466.06
55×55	46.75	21.35	347.34
50×50	42.5	21.35	315.77
45×45	38.25	21.35	284.19

**Tableau 5.16 : Vérification de la zone nodale après augmentation des sections**

Niveau	Section du poteau	Type de poutre	M <sub>n</sub> (kn.m)	M <sub>s</sub> (kn.m)	M <sub>w</sub> = M <sub>e</sub> (kn.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (kn.m)	1.25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) (kn.m)	Vér
SS	75×75	P.P	901.59	901.59	231.02	1803.18	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
RDC	75×75	P.P	759.70	901.59	231.02	1661.29	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
M	70×70	P.P	759.70	759.70	231.02	1519.4	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
1	70×70	P.P	582.19	759.70	231.02	1341.89	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
2	65×65	P.P	582.19	582.19	231.02	1164.38	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
3	65×65	P.P	477.42	582.19	231.02	1059.61	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
4	60×60	P.P	477.42	477.42	231.02	954.84	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
5	60×60	P.P	347.34	477.42	231.02	824.76	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
6	55×55	P.P	347.34	347.34	231.02	694.68	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
7	55×55	P.P	315.77	347.34	231.02	663.11	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
8	50×50	P.P	315.77	315.77	231.02	631.54	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
9	50×50	P.P	315.77	315.77	231.02	631.54	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
10	50×50	P.P	315.77	315.77	231.02	631.54	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V
11	50×50	P.P	284.19	315.77	231.02	631.54	577.55	C.V
		P.S			142.16		355.4	C.V

D'après le tableau ci-dessous, on constate que la condition est vérifiée dans chaque niveau.

## 5 VOILES :

### 5.1 Introduction :

Beaucoup d'immeubles dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance.

Un voile ou un mur de contreventement, peut être généralement défini comme un élément vertical de structure en béton armé, dont l'épaisseur a une dimension largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur un même plan.

### 5.2 Le rôle des voiles de contreventement :

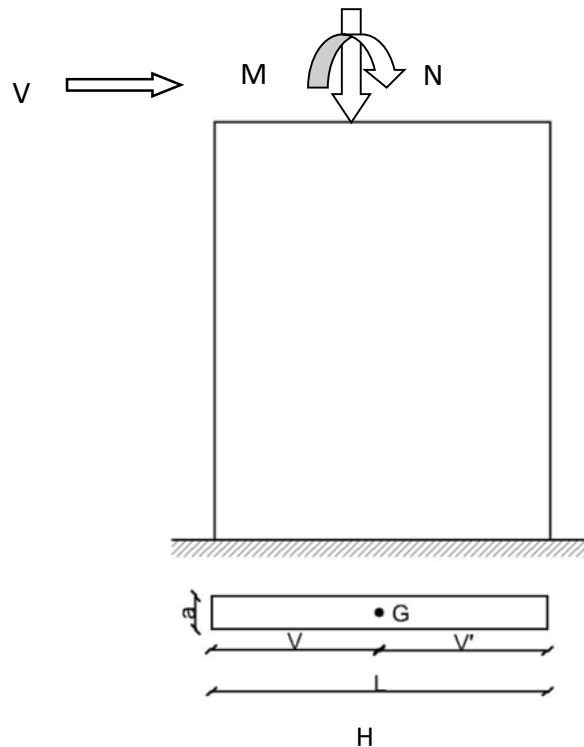
L'utilisation des voiles en béton armé, pour la construction des structures dans les zones sismiques, est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003.

Les voiles jouent plusieurs rôles :

- Reprendre les charges verticales, dues aux charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, et aussi les charges horizontales dues aux séismes et le vent.
- Augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- Eloigner la possibilité d'instabilité.

### 5.3 Caractéristiques géométriques des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base (Figure 5.6).



**Figure 5.6 : Voile pleine**

Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé, sont l'élançement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions), et la contrainte normale moyenne. Il y a lieu de distinguer les voiles élancés (élançement H/L supérieur à 2 environ), et les voiles courts (élançement H / L inférieur à 2).

#### 5.4 Pré dimensionnement des voiles :

Dans notre projet, on a deux types de voiles. Ces types sont en fonction de l'épaisseur du voile (15 et 20 cm), et ils sont illustrés sur le tableau suivant :

**Tableau 5.17:** Epaisseur du voile

Niveaux	Epaisseur du voile
Sous-sol, RDC, et 9étages courants	20 cm
4 derniers étages	15 m

#### 5.5 Vérification des contraintes tangentielles :

D'après le RPA99 version 2003, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \text{ avec :}$$

$\bar{V}$  : l'effort tranchant est égal à  $1.4V_u$

$b_0$  : l'épaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : hauteur utile, il est égal à  $0.9h$ .

$h$  : la hauteur totale de la section brute.

La vérification de la contrainte tangentielle est illustrée sur le tableau suivant :

**Tableau 5.18 :** Vérification de la contrainte tangentielle

Niveau	Epaisseur du voile (cm)	$V_{\max}$ (MN/ml)	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	observation
SS	20 cm	0.0026	0.02	5	C.V
RDC	20 cm	0.0048	0.03	5	C.V
M	20 cm	0.0073	0.04	5	C.V
1	20 cm	0.0092	0.07	5	C.V
2	20 cm	0.0109	0.08	5	C.V
3	20 cm	0.0123	0.09	5	C.V
4	20 cm	0.0135	0.10	5	C.V
5	20 cm	0.0146	0.11	5	C.V
6	20 cm	0.0156	0.12	5	C.V
7	20 cm	0.0164	0.13	5	C.V

8	20 cm	0.0170	0.13	5	C.V
9	20 cm	0.0192	0.15	5	C.V
10	15 cm	0.0099	0.10	5	C.V
11	15 cm	0.0108	0.11	5	C.V
12	15 cm	0.0109	0.11	5	C.V
13	15 cm	0.0194	0.14	5	C.V

D'après le tableau ci-dessous, on remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux.

### 5.6 Sollicitations :

Les différentes sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000, en utilisant les différentes combinaisons, sont regroupées dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 5.19** : Sollicitations des voiles

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	
		N(KN/ml)	M(KN.m/ml)	M(KN.m/ml)	N(KN/ml)	N(KN/ml)	M(KN.m/ml)
SS	75×75	-1587.78	-0.28	-3.90	-946.86	-41.36	-0.12
RDC	75×75	-1563.06	-0.21	-7.44	-912.67	-14.1	-0.25
M	70×70	-1590.7	-0.75	-11.19	-847.97	-30.22	-0.96
1	70×70	-1458.1	-0.12	-14.17	-829.19	-26.95	-0.17
2	65×65	-1472.32	-1.43	-16.50	-780.28	-16.02	-1.52
3	65×65	-1331.74	-0.11	-18.80	-725.74	-64.86	2.16
4	60×60	-1325.55	-2.22	20.89	-667.56	-105.57	-2.44
5	60×60	-1201.61	-0.11	-22.49	-605.11	-146.49	3.18
6	55×55	-1143	-3.32	-24.11	-538.91	-177.13	3.83
7	55×55	-1025.93	-0.13	-25.34	-468.74	-160.26	-1.16
8	50×50	-927.51	-0.04	-26.32	-395.57	-122.51	0.56
9	50×50	-780.52	-0.24	-30.54	-318.8	-72.08	0.74
10	45×45	-582.26	-0.14	-15.73	-244.65	-32.89	0.44
11	45×45	-423.85	-0.26	-16.6	-177.69	-16.56	0.18
12	40×40	-296.95	-0.19	-16.70	-187.16	-10.04	1.87
13	40×40	-234.21	0.09	-22.17	-106.03	-7.02	-3.73

### 5.7 Prescriptions pour le ferrailage des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, le règlement parasismique algérien 99 version 2003 exige de satisfaire quelques règles :

#### **A- Prescription pour les aciers verticaux :**

Le ferrailage vertical sera disposé, de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile, doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### **B- Prescription pour les aciers horizontaux :**

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces, entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\varnothing$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets, si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### **C- Prescriptions communes :**

- Pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0.15%.
  - En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  
 $S \leq 1,5 a$   
Où a : c'est l'épaisseur du voile  
 $S \leq 30 \text{ cm}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre (04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about), ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales à :
  - $40 \Phi$  Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20 \phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 5.8 L'espacement :

D'après le RPA, l'espacement entre les armatures horizontales et verticales doit être inférieur à :

$$S \leq \min (1.5 a; 30 \text{ cm})$$

- **Type 01 (15 cm) :**

$$S \leq \min (1.5 a; 30 \text{ cm}) = \min (22.5, 33) \leq 22.5 \text{ cm}$$

On adopte :  $S = 20 \text{ cm}$ .

- **Type 02 (20 cm) :**

$$S \leq \min (1.5 a; 30 \text{ cm}) = \min (30, 33) \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte :  $S = 20 \text{ cm}$ .

**Remarque :** 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  $S_a$  sera :

- **Type 01 (15 cm) :**

$$S_{a1} = S/2 = 20/2 \longrightarrow S_{a1} = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement  $S_{a1}$  égal à 10 cm.

- **Type 02 (20 cm) :**

$$S_{a2} = S/2 = 20/2 \longrightarrow S_{a2} = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement  $S_{a2}$  égal à 10 cm.

### 5.9 Diamètre max des armatures :

D'après le RPA, il faut que le diamètre  $D \leq a/10$  (à l'exception des zones d'about).

Où :  $a$  c'est l'épaisseur du voile

- Type 1(voile de 20 cm d'épaisseur) :

$$D \leq 20/10 \longrightarrow D \leq 2 \text{ cm}$$

- Type 2(voile de 15 cm d'épaisseur) :

$$D \leq 15/10 \longrightarrow D \leq 1.5 \text{ cm}$$

### 5.10 Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera calculé en flexion composé, et ceci sur une bande de 1mètre linéaire. On va faire deux exemples, le premier pour le RDC, et le deuxième pour le dernier étage. En revanche, les autres niveaux seront regroupés dans un tableau. Pour déterminer ce ferrailage, on va utiliser la méthode de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : Effort normal.

M : Moment fléchissant.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

a) RDC :

$$\text{Calcul de l'inertie : } I = \frac{0.2 \times 1^3}{12} = 0.0166 \text{ m}^4$$

$$\text{Calcul de la section : } A = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Calcul de V : } V = 1/2 = 0.5 \text{ m}$$

❖ *Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :*

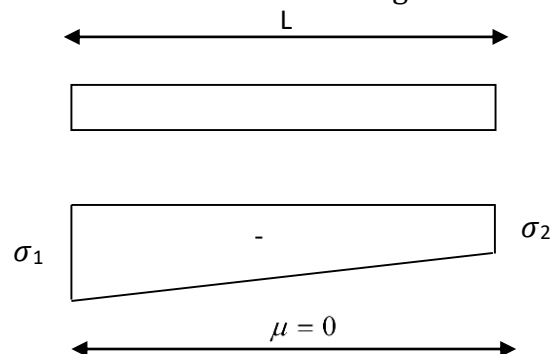
$$\begin{cases} N = -1587.78 \text{ KN/ml} \\ M = -0.28 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{-1587.78}{0.2} + \frac{-0.28 \times 0.5}{0.0166} = -7947.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{-1587.78}{0.2} - \frac{-0.28 \times 0.5}{0.0166} = -7930.50 \text{ KN/m}^2$$

Puisque  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont négatifs, donc la section est entièrement comprimée (S.E.C).

Le diagramme des contraintes est illustré sur la figure suivante :



**Figure 5.7 :** Diagramme des contraintes (S.E.C)

❖ **Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$\begin{cases} M = -3.90 \text{ KN.m/ml} \\ N = -946.86 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \longrightarrow \sigma_1 = \frac{-946.86}{0.2} + \frac{-3.90 \times 0.5}{0.0166} = -4851.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} \longrightarrow \sigma_2 = \frac{-946.86}{0.15} - \frac{-3.90 \times 0.5}{0.0166} = -4617.30 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$\begin{cases} N = -41.36 \text{ KN/ml} \\ M = -0.12 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \longrightarrow \sigma_1 = \frac{-41.36}{0.2} + \frac{-0.12 \times 0.5}{0.0166} = -210.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} \longrightarrow \sigma_2 = \frac{-41.36}{0.2} - \frac{-0.12 \times 0.5}{0.0166} = -203.20 \text{ KN/m}^2$$

Puisque  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont négatifs, donc la section est entièrement comprimée. La section du voile est soumise à la compression, et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimal).

$$A_{min} = 0.0015.b.h = 0.0015 \times 20 \times 100 \longrightarrow A_{min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t \text{ choisie}} = 7T10 = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Dernier niveau :

$$\text{Calcul de l'inertie : } I = \frac{0.15 \times 1^3}{12} = 0.0125 \text{ m}^4$$

$$\text{Calcul de la section du voile : } A = 0.15 \times 1 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Calcul de } V : V = 1/2 = 0.5 \text{ m}$$

❖ **Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  :**

$$\begin{cases} N = -234.21 \text{ KN/ml} \\ M = 0.09 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \longrightarrow \sigma_1 = \frac{-234.21}{0.15} + \frac{0.09 \times 0.5}{0.0125} = -1168.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} \longrightarrow \sigma_2 = \frac{-234.21}{0.15} - \frac{0.09 \times 0.5}{0.0125} = -1173.75 \text{ KN/m}^2$$

Puisque  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont négatifs, donc la section est entièrement comprimée.

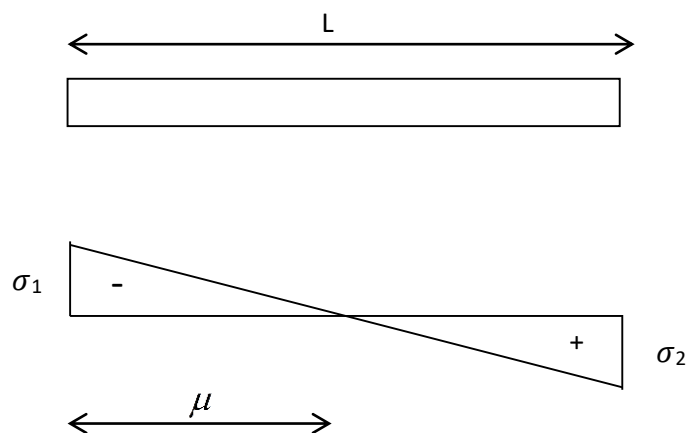
❖ *Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :*

$$\begin{cases} M = -22.17 \text{ KN.m/ml} \\ N = -106.03 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \longrightarrow \sigma_1 = \frac{-106.03}{0.15} + \frac{-22.17 \times 0.5}{0.0125} = -1195.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \longrightarrow \sigma_2 = \frac{-106.03}{0.15} - \frac{-22.17 \times 0.5}{0.0125} = 134.95 \text{ KN/m}^2$$

Puisque  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  ont des signes contraires, donc la section est partiellement comprimée (S.P.C). Le diagramme est représenté sur la figure suivante :



**Figure 5.8 :** Diagramme des contraintes (S.P.C)

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue :  $[\mu]$  en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_2}{L - \mu} = \frac{\sigma_1}{\mu} \longrightarrow \mu = \frac{L}{\frac{\sigma_2}{\sigma_1} + 1} \longrightarrow \mu = \frac{1}{\frac{134.95}{1195.25} + 1} = 0.90 \text{ m}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2 \longrightarrow T = 80.68 \text{ KN}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :  $A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

$$A_s = \frac{80.68}{348} \longrightarrow A_s = \frac{80.68}{348 \times 10^3} = 2.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ *Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :*

$$\begin{cases} N = -7.02 \text{ KN/ml} \\ M = -3.73 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \longrightarrow \sigma_1 = \frac{-7.02}{0.15} + \frac{-3.73 \times 0.5}{0.0125} = -147 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} \longrightarrow \sigma_2 = \frac{-7.02}{0.15} - \frac{-3.73 \times 0.5}{0.0125} = 76.80 \text{ KN/m}^2$$

Puisque  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  ont des signes contraires, donc la section est partiellement comprimée.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_2}{L - \mu} = \frac{\sigma_1}{\mu} \longrightarrow \mu = \frac{L}{\frac{\sigma_2}{\sigma_1} + 1} \longrightarrow \mu = \frac{1}{\frac{76.80}{147} + 1} = 0.66 \text{ m}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2 \longrightarrow T = 7.27 \text{ KN}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :  $A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

$$A_s = \frac{7.27}{348 \times 10^3} = 0.20 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.0015.b.h = 0.0015 \times 15 \times 100 \longrightarrow A_{\min} = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{t choisie}} = 7\text{T}10 = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage vertical des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 5.20** : Ferrailage vertical des voiles

Niveau	Epaisseur (cm)	Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> /ml)
SS	20	7T10 = 5.50
RDC	20	7T10 = 5.50
M	20	7T10 = 5.50
1	20	7T10 = 5.50
2	20	7T10 = 5.50
3	20	7T10 = 5.50
4	20	7T10 = 5.50
5	20	7T10 = 5.50
6	20	7T10 = 5.50
7	20	7T10 = 5.50
8	20	7T10 = 5.50
9	20	7T10 = 5.50
10	15	7T10 = 5.50
11	15	7T10 = 5.50
12	15	7T10 = 5.50
13	15	7T10 = 5.50

### 5.11 Calcul du ferrailage horizontal :

D'après le BAEL91, on a :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0.9 \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right) (\sin \alpha + \cos \beta)} \times b$$

Avec:

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij}^* \times K ; \quad f_{ij}^* = \{ f_{ij}; 3.3 \text{MPa} \}$$

$\alpha = 90$  (cadres droites), donc  $\sin \alpha + \cos \beta = 1$ .

$K=0$  (cas de reprise de bétonnage)

$$\longrightarrow A_t \geq \frac{\tau \times S_t \times b}{0.9 \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \longrightarrow A_t \geq \frac{0.02 \times 0.20 \times 0.20}{0.9 \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le RPA99 version 2003, le minimum du ferrailage longitudinal du voile est calculé comme suit :

$$A_{\min} = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 100 \longrightarrow A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t \text{ choisie}} = 6\text{T}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau 5.21 : Ferrailage longitudinal des voiles**

Niveau	Epaisseur (cm)	$\tau$ (MPa)	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{min RPA}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> /ml)
SS	20	0.02	0.03	3	6T10 = 4.71
RDC	20	0.03	0.03	3	6T10 = 4.71
M	20	0.04	0.05	3	6T10 = 4.71
1	20	0.07	0.09	3	6T10 = 4.71
2	20	0.08	0.10	3	6T10 = 4.71
3	20	0.09	0.11	3	6T10 = 4.71
4	20	0.10	0.13	3	6T10 = 4.71
5	20	0.11	0.14	3	6T10 = 4.71
6	20	0.12	0.15	3	6T10 = 4.71
7	20	0.13	0.17	3	6T10 = 4.71
8	20	0.13	0.17	3	6T10 = 4.71
9	20	0.15	0.19	3	6T10 = 4.71
10	15	0.10	0.09	2.25	6T10 = 4.71
11	15	0.11	0.11	2.25	6T10 = 4.71
12	15	0.11	0.11	2.25	6T10 = 4.71
13	15	0.14	0.13	2.25	6T10 = 4.71

**Remarque :**

Des cadres sont disposés d'un espacement constant sur toute la hauteur du voile, autour des armatures verticales concentrées aux éléments de rives.

Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérales plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

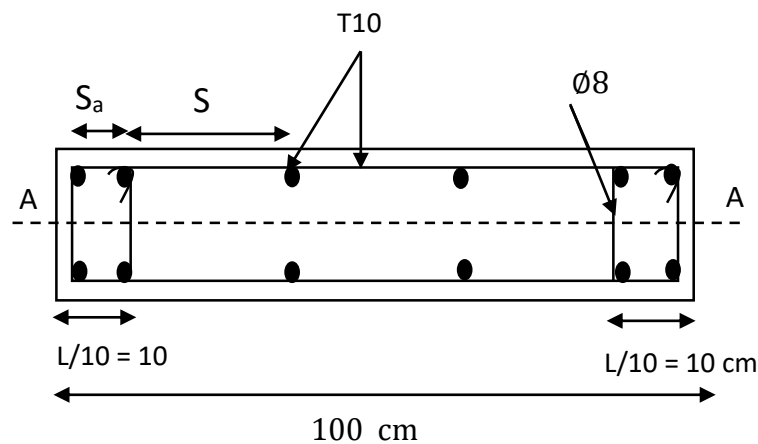
**5.12 Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est égale à  $40\phi$  (en zone I).

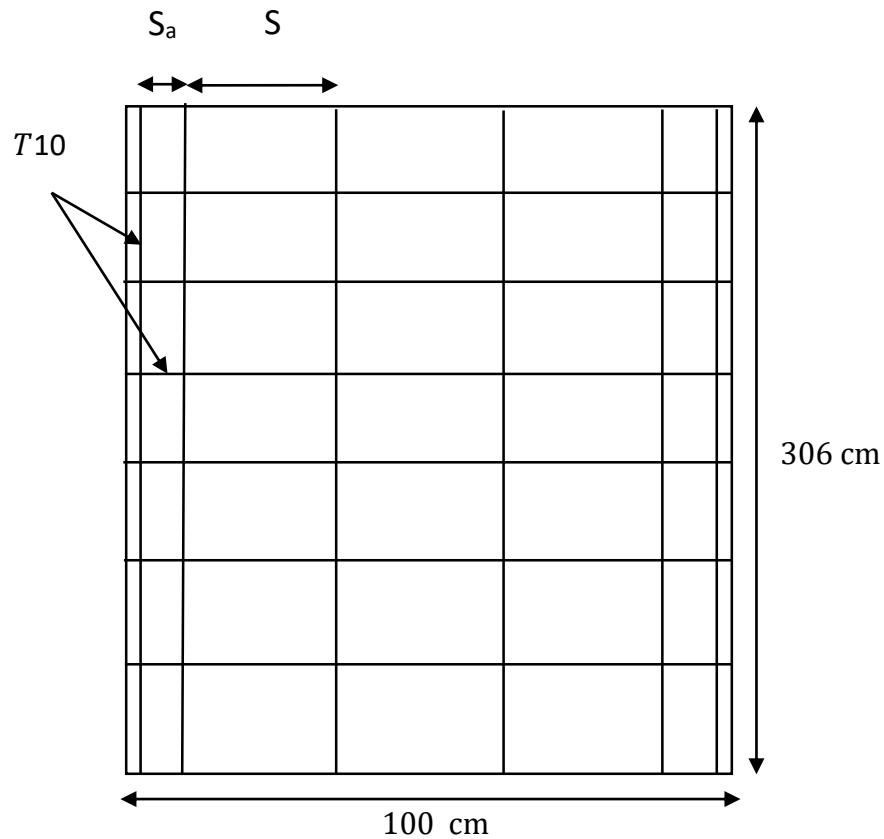
$\phi = 1 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1 \times 40 = 40 \text{ cm}$ , on choisit  $L_r = 40 \text{ cm}$

**5.13 Schéma de ferrailage du voile :**

La vue en plan du ferrailage du voile, ainsi que la coupe longitudinale, sont illustrées sur la figure suivante :



**Figure 5.9 :** Vue en plan du ferrailage du voile



**Figure 5.10 :** Coupe longitudinale du voile de (coupe A-A)

## 6 CONCLUSION :

Le calcul sismique a également permis de déterminer les efforts internes dans les poteaux, poutres, et les voiles de contreventement, afin de valider leurs épaisseurs et de déterminer la résistance du béton nécessaire. Leur ferrailage a également été calculé suivant le RPA99, V2003 et le B.A.E.L.91.

Il faut noter qu'on a trouvé une difficulté pour la détermination du ferrailage du voile.

# CHAPITRE VI

## **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### 1 INTRODUCTION :

Les fondations d'un bâtiment sont les parties inférieures d'une construction, ils assurent la transmission des efforts de cette structure sur le sol.

Les fondations reportent les charges permanentes G (poids propres), et les charges d'exploitation Q, à un niveau convenable, et les répartissent sur une couche de terrain de résistance adéquate, en assurant la stabilité et la sécurité de la fondation et du bâtiment. Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.
- Les conditions relatives au voisinage du projet (par exemple, structures avoisinantes, réseaux divers).

D'après le rapport fournis par le laboratoire LTPO (voir annexe A), le sol est ferme. La contrainte admissible est égale à 1.40 kg/cm<sup>2</sup>.

Donc, on va passer par des fondations sur radier général nervuré, qui sont des fondations superficielles.

### 2 HYPOTHESES DE CALCUL :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

### 3 SEMELLES FILANTES :

On doit vérifier est ce que on peut utiliser les semelles filantes ou non :

**Tableau 6.1** : Calcul de la surface des semelles filantes

Semelle filantes	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	Contrainte (KN/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	B (m)
1	7266,77	25,5	140	51,9055	2,03
2	8139,61715	25,5	140	58,1401225	2,28
3	6610,9281	25,5	140	47,220915	1,85
4	7304,2151	25,5	140	52,172965	2,04
5	6101,4751	25,5	140	43,581965	1,70
6	3270,8935	25,5	140	23,363525	0,91
7	5225,0723	18,45	140	37,321945	2,02
8	6848,99915	18,45	140	48,9214225	2,65
9	7464,23545	18,45	140	53,3159675	2,88
10	7361,13035	18,45	140	52,5795025	2,84
11	5252,6747	18,45	140	37,519105	2,03
Somme				506,04	

D'après le ci-dessus, la surface des semelles filantes totale est égale à 506.04 m<sup>2</sup>. En revanche, La surface totale du sol d'assise est 541.93 m<sup>2</sup>, donc :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{totale}}} = \frac{506.04}{541.93} = 93.38 \% > 50 \%$$

On remarque que les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

#### 4 DEFINITION D'UN RADIER GENERAL :

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 constant, le radier nervuré, le radier champignon et le radier voûté.

#### 5 Pré dimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé, appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

L'épaisseur  $h_n$  de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Où :

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux files successives, elle est égale a  $L_{\max} = 6$  m.

$$h_n \geq \frac{6}{10} = 0.6 \text{ m}$$

On prend  $h_n = 0.65 \text{ m}$

L'épaisseur  $h_d$  de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Où :

$h_d$ : L'épaisseur de la dalle.

$$h_d \geq \frac{6}{20} = 0.3 \text{ m}$$

On prend  $h_d = 0.35 \text{ m}$

- Proposition 1 :

$$\begin{cases} h_n = 65 \text{ cm} \\ h_d = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol ( $\sigma_b > 1.4 \text{ kg/cm}^2$ ). Donc on augmente les valeurs de  $h_n$  et  $h_d$ .

- Proposition 2 :

$$\begin{cases} h_n = 120 \text{ cm} \\ h_d = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol ( $\sigma_b > 1.4 \text{ kg/cm}^2$ ). Donc on augmente les valeurs de  $h_n$  et  $h_d$ .

- Proposition 3 :

$$\begin{cases} h_n = 140 \text{ cm} \\ h_d = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Les dimensions du radier sont illustrées sur la figure 6.1.

**Remarque :** Pour la largeur de la nervure, on va la prendre égale à 100 cm.

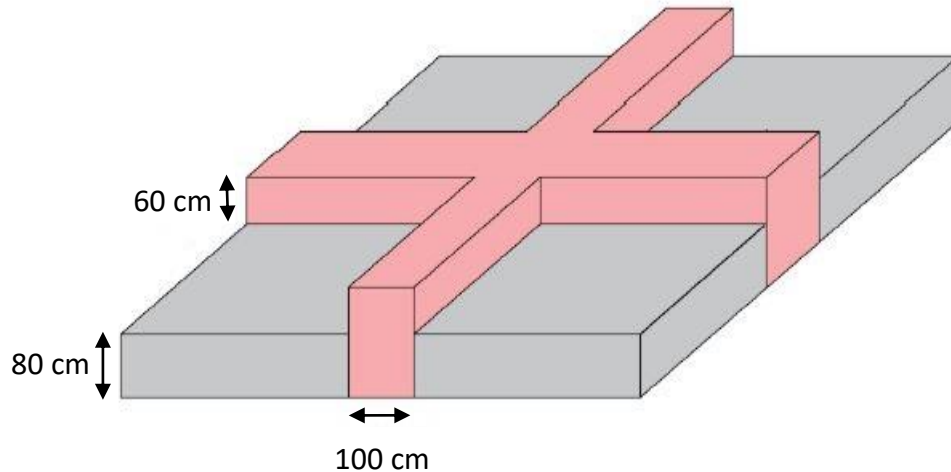


Figure 6.1 : Dimensions du radier

## 6 VERIFICATIONS NECESSAIRES :

### 6.1 Vérification au poinçonnement :

D'après le B.A.E.L, La condition de non poinçonnement est vérifié si :

$$N_u \leq 0.045 \times h \times P_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité, elle est tirée directement du SAP2000.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$N_u = 5420 \text{ KN}$$

$P_r$  : Périmètre du centre cisailé, il est calculé comme suit :

$$P_r = 4(a + h_n)$$

Où :

$h_n$  : l'épaisseur de la nervure  $h_n = 140 \text{ cm}$

$a$  : largeur de la nervure  $a = 100 \text{ cm}$

$$P_r = 4(100 + 140) = 960 \text{ cm}$$

$$N_u \leq 0.045 \times h \times P_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \longrightarrow \quad 5420 \leq 0.045 \times 1.4 \times 9.6 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$$\quad \longrightarrow \quad 5420 \text{ KN/m}^2 < 10080 \text{ KN/m}^2$$

Puisque la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de poinçonnement.

❖ Calcul de débordement D :

le débordement D, doit être égal à :

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) \quad \longrightarrow \quad D \geq \max\left(\frac{140}{2}; 30\text{cm}\right) \quad \longrightarrow \quad D \geq 70 \text{ cm}$$

On va adopter un débordement  $D = 70 \text{ cm}$  qui sera réalisé seulement dans les 2 cotées où il n'y a pas un voisinage.

### 6.2 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a une contrainte du sol égale à  $\sigma_{sol} = 1.4 \text{ bar}$ .

Pour que la contrainte du sol soit vérifiée, on doit vérifier ces deux conditions :

- Condition 1 :

$$\sigma_{b1} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{\max}$$

Où :

$Z_{\max}$ : Déplacement maximal suivant Z, égal à 0.48 cm (ELS, SAP2000), il est illustré sur la figure 6.2.

K : Coefficient de BALLAST, égal à deux fois la contrainte du sol :

$$K = 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 1.4 \longrightarrow K = 2.8 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\sigma_{b1} = 2.8 \times 0.48 = 1.34 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 1.34 < \sigma_{\text{sol}} = 1.4$$

- Condition 2 :

$$\sigma_{b2} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

Où :

$F_z$  : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par SAP2000 ( $F_z = 55402.33 \text{ KN}$ ).

S: Surface du radier, égale à  $541.925 \text{ m}^2$ .

$$\sigma_{b2} = \frac{55402.33 \times 10^2}{541.925 \times 10^4} = 1.02 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 1.02 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}} = 1.4 \text{ bar}$$

#### ❖ Verification du tassement:

D'après le rapport géotechnique fournit par le laboratoire LTPO, le tassement égal à :

$\Delta H = 2.8 \text{ cm}$ .

Donc, le tassement réel tiré à partir du SAP2000 (0.48 cm), est inférieur à celui de LTPO.

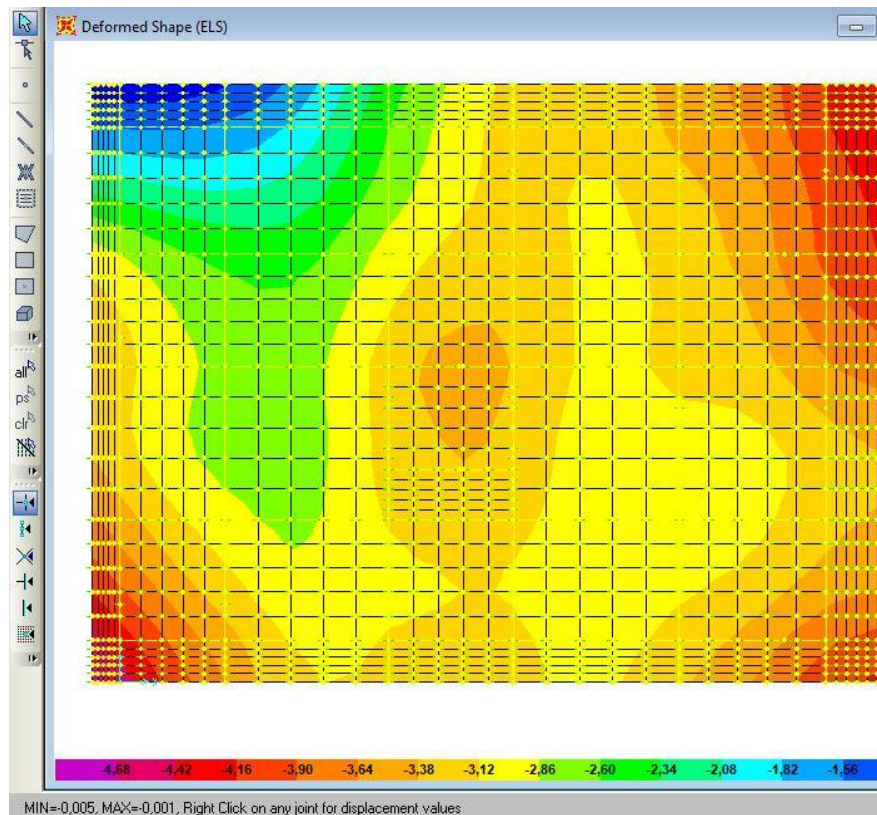


Figure 6.2 : Déplacement maximum selon l'axe Z.

### 6.3 Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le RPA99, version 2003, pour éviter le risque de renversement, il faut que cette condition soit vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Où :

M : c'est le moment de renversement

N : ensemble des charges verticales

B : longueur de bâtiment

Avec :

$$M = \sum_1^{16} F_i h_i$$

$$N = W + P_{\text{radier}} + P_{\text{remblais}}$$

Où : W c'est l'effort normal, égal à 145557.27 KN (à partir du SAP 2000).

P.Pradier : poids propre du radier

Premblais : poids propre du remblai

#### 6.3.1 Calcul du poids propre du radier :

Le poids propre du radier est calculé selon cette formule :

$$p.p_{\text{radier}} = S \times h \times \gamma_{\text{BA}}$$

Avec :

S : la section du radier

H : la hauteur du radier

$\gamma_{\text{BA}}$  : poids volumique du béton armé

$$p.p_{\text{radier}} = 26.5 \times 20.45 \times 0.8 \times 25 \longrightarrow p.p_{\text{radier}} = 10838.5 \text{ KN}$$

Donc, le poids total du radier égal à 10838.5 KN.

#### 6.3.2 Calcul du poids propre du remblai :

$$p.p_{\text{terre}} = d \times (B \times L \times \gamma_{\text{remb}})$$

Avec :

d : l'ancrage, il est pris égal à 1.5 m

B et L : les dimensions du radier

$$p.p_{\text{terre}} = 1.5 \times (20.45 \times 26.5 \times 15) \longrightarrow p.p_{\text{terre}} = 12193.31 \text{ KN}$$

Le poids propre de la terre est égal à 12193.31 KN.

### 6.3.3 Calcul de la charge N :

$$N_x = N_y = N = 145557.27 + 10838.5 + 12193.31 \longrightarrow N = 168589.08 \text{ KN}$$

### 6.3.4 Vérifications :

❖ Sens x :

$$M_x = 67335.91 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_x} = \frac{67335.91}{168589.08} \longrightarrow e_x = 0.40 \text{ m}$$

$$\frac{B_x}{4} = \frac{26.5}{4} \longrightarrow \frac{B_x}{4} = 6.63 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_x} \leq \frac{B_x}{4} \longrightarrow 0.40 \text{ m} < 6.63 \text{ m}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de renversement.

❖ Sens y :

$$M_y = 61958.69 \text{ KN.m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_y} = \frac{61958.69}{168589.08} \longrightarrow e_y = 0.37 \text{ m}$$

$$\frac{B_y}{4} = \frac{20.45}{4} \longrightarrow \frac{B_y}{4} = 5.11 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_y} \leq \frac{B_y}{4} \longrightarrow 0.37 \text{ m} < 5.11 \text{ m}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de renversement.

### 6.4 Différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 », on a obtenu les résultats suivants :

- Sens x-x :

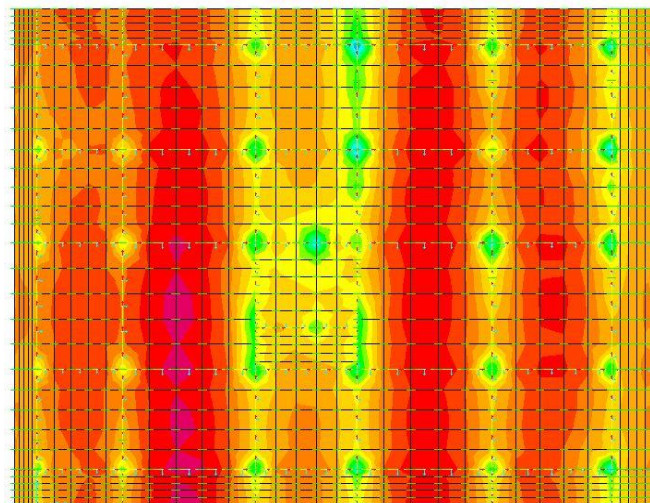


Figure 6.3 : Moment M11 à l'ELU

- Sens y-y :

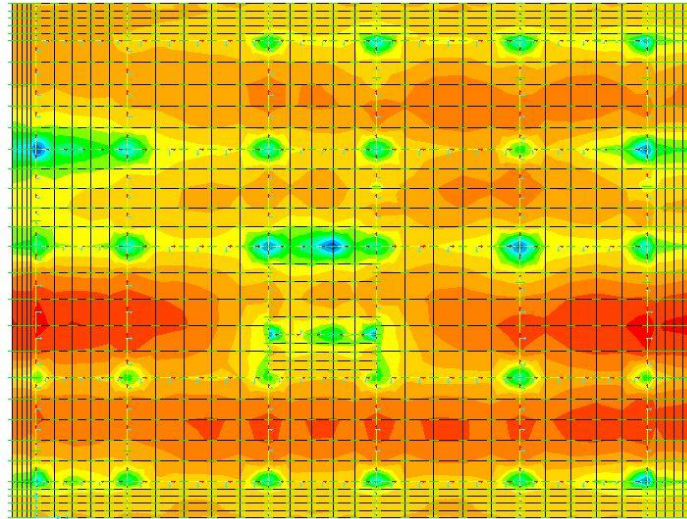


Figure 6.4: Moment M22 à ELU

Les différentes sollicitations du radier sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 6.2 : Sollicitations du radier

			Moment	
			ELU	ELS
Dalle	Travée	X	223.34	163.23
		Y	218.78	160.86
	Appui	X	379.77	290.49
		Y	359.21	263.53
Nervure	Travée	X	607.14	444.12
		Y	694.04	508.42
	Appui	X	809.21	594.23
		Y	899.29	657.67

			Effort tranchant	
			ELU	ELS
Dalle	X	1318.64	962.81	
	Y	1326.89	971.44	
Nervure	X	513.35	375.14	
	Y	1333.14	974.34	

## 7 FERRAILLAGE DU RADIER :

### 7.1 Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bande de 1 ml.

- a) Sens x-x :

- ❖ Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ ml} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 223.34 \text{ KN.m} = 223.34 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.8 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{223.34 \times 10^{-3}}{1 \times (0.72)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.0304$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0304}) = 0.039$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.72 (1 - 0.4 \times 0.039) = 0.709 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{223.34 \times 10^{-3}}{0.709 \times 347.83} = 9.05 \times 10^{-4} \longrightarrow A_{st} = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ ml} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{app u} = 379.77 \text{ KN.m} = 379.77 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.8 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$d = 0.9 \times h \longrightarrow d = 0.9 \times 0.8 = 0.72 \text{ m}$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{app u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{379.77 \times 10^{-3}}{1 \times (0.72)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.0517$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

- Calcul de «  $A_{sa}$  » :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0517}) = 0.066$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.72 (1 - 0.4 \times 0.066) = 0.701 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app u}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{379.77 \times 10^{-3}}{0.701 \times 347.83} = 15.58 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \longrightarrow A_{sa} = 15.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Sens y-y :

❖ Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ ml} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 218.78 \text{ KN.m} = 218.78 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.8 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{218.78 \times 10^{-3}}{1 \times (0.72)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.03$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

- Calcul de  $A_{st}$  :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}) = 0.038$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.72 (1 - 0.4 \times 0.038) = 0.709 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{218.78 \times 10^{-3}}{0.709 \times 347.83} = 8.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \longrightarrow A_{st} = 8.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Calcul du ferrailage en appui :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ ml} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{appu} = 359.21 \text{ KN.m} = 359.21 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.8 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$d = 0.9 \times h \longrightarrow d = 0.9 \times 0.8 = 0.72 \text{ m}$$

❖ Calcul de «  $\mu_u$  » :

$$\mu_u = \frac{M_{appu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{359.21 \times 10^{-3}}{1 \times (0.72)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.049$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (SSA)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

❖ Calcul de «  $A_{sa}$  » :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.063$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 0.72 (1 - 0.4 \times 0.063) = 0.702 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{appu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{359.21 \times 10^{-3}}{0.702 \times 347.83} = 14.71 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \longrightarrow A_{sa} = 14.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## ❖ Section minimum :

- Selon le B.A.E.L (Condition de non fragilité) :

La section minimum d'armature selon le B.A.E.L est supérieur à :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{100 \times 80}{1000}; 0.23 \times 100 \times 72 \times \frac{2.1}{400}\right) \longrightarrow A_{min} \geq \max(8; 8.69) \text{ cm}^2$$

Donc la section minimum égale à  $A_{min} = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

- Travée :

Sens x-x :  $A_{st} = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$  condition vérifiée

Sens y-y :  $A_{st} = 8.87 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$  condition vérifiée

- Appui :

Sens x-x :  $A_{sa} = 15.58 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$  condition vérifiée

Sens y-y :  $A_{sa} = 14.71 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow$  condition vérifiée

Donc on prend en :

- Travée :

Sens x-x :  $A_{st} = 14T12 = 15.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y :  $A_{st} = 14T12 = 15.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Appui :

Sens x-x :  $A_{sa} = 14T16 = 28.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y :  $A_{sa} = 14T16 = 28.14 \text{ cm}^2/\text{m}$

## 7.2 Vérification de la dalle à l'ELS :

- **En travée :**

## ❖ Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

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

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 15.82(72 - x) = 0 \longrightarrow 50x^2 + 237.3x - 17085.6 = 0$$

$$x = 16.26 \text{ cm}$$

## ❖ Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 1.43 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 4.92 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 1.43 \times 10^{-3} + 15 \times 4.92 \times 10^{-4} = 8.81 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Sens x-x :

- Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{163.23 \times 10^{-3} \times 16.26 \times 10^{-2}}{8.81 \times 10^{-3}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3.01 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 163.23 \times 10^{-3} (0.72 - 16.26 \times 10^{-2})}{8.81 \times 10^{-3}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 154.97 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

- Sens y-y :

- Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{160.86 \times 10^{-3} \times 16.26 \times 10^{-2}}{8.81 \times 10^{-3}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2.97 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$  , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 160.86 \times 10^{-3} (0.72 - 16.26 \times 10^{-2})}{8.81 \times 10^{-3}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 152.72 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

- **En appui :**

- ❖ Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2} x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad A_{sc}(x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 28.14(72 - x) = 0 \quad \longrightarrow \quad 50x^2 + 422.1x - 30391.2 = 0$$

$$x = 20.79 \text{ cm}$$

- ❖ Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 2.99 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 7.38 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 2.99 \times 10^{-3} + 15 \times 7.38 \times 10^{-4} = 1.41 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

- Sens x-x :

- Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{290.49 \times 10^{-3} \times 20.79 \times 10^{-2}}{1.41 \times 10^{-2}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.29 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$  , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 290.49 \times 10^{-3} (0.72 - 20.79 \times 10^{-2})}{1.41 \times 10^{-2}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 158.65 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

- Sens y-y :

- Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{263.53 \times 10^{-3} \times 20.79 \times 10^{-2}}{1.41 \times 10^{-2}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3.9 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$  , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 263.53 \times 10^{-3} (0.72 - 20.79 \times 10^{-2})}{1.41 \times 10^{-2}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 143.92 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

### 7.3 Vérification au cisaillement :

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{1318.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.8} \longrightarrow \tau_u = 1.83 \text{ MPa}$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  , la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{1326.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.8} \longrightarrow \tau_u = 1.84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  , la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

### 7.4 Calcul de l'espacement :

Selon le BAEL 91 :  $S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(72; 40 \text{ cm})$

Donc  $S_t \leq 40$  cm. On prend  $S_t = 30$  cm

### 7.5 Calcul du Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple, à l'ELU.

#### 7.5.1 Sens x-x :

❖ Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 607.14 \text{ KN.m} = 607.14 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 1.4 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{607.14 \times 10^{-3}}{1 \times (1.26)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.027$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (SSA)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 1.26 (1 - 0.4 \times 0.034) = 1.24 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{607.14 \times 10^{-3}}{1.24 \times 347.83} = 14.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \longrightarrow A_{st} = 14.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{appu} = 809.21 \text{ KN.m} = 809.21 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 1.4 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$d = 0.9 \times h \longrightarrow d = 0.9 \times 1.4 = 1.26 \text{ m}$$

- Calcul de  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_{appu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{809.21 \times 10^{-3}}{1 \times (1.26)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.036$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature (S.S.A)} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

- Calcul de  $A_{sa}$  :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = 0.046$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 1.26(1 - 0,4 \times 0.046) = 1.24 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app u}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{809.21 \times 10^{-3}}{1.24 \times 347.83} = 18.81 \times 10^{-4} \longrightarrow A_{sa} = 18.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 7.5.2 Sens y-y :

❖ Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 694.04 \text{ KN.m} = 694.04 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 1.4 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul de  $A_{st}$  :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{694.04 \times 10^{-3}}{1 \times (1.26 \times 14.17)} \longrightarrow \mu_u = 0.031$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.039$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \longrightarrow Z = 1.26 (1 - 0.4 \times 0.039) = 1.24 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{694.04 \times 10^{-3}}{1.24 \times 347.83} = 16.09 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \longrightarrow A_{st} = 16.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Calcul du ferrailage en appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{app u} = 899.29 \text{ KN.m} = 899.29 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 1.4 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$d = 0.9 \times h \longrightarrow d = 0.9 \times 14 = 1.26 \text{ m}$$

- Calcul de  $A_{sa}$  :

$$\mu_u = \frac{M_{app u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{899.29 \times 10^{-3}}{1 \times (1.26)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.04$$

$$\mu_u < 0.392 \longrightarrow \text{Section simple armature} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.051$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 1.26(1 - 0,4 \times 0.051) = 1.23 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app u}}{Z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{sa} = \frac{899.29 \times 10^{-3}}{1.23 \times 347.83} = 20.95 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \longrightarrow A_{sa} = 20.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{100 \times 140}{1000}; 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(14; 15.21) \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 15.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Travée :

$$\text{Sens x-x : } A_{st} = 14.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > 15.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{C.N.V}$$

$$\text{Sens y-y : } A_{st} = 16.09 \text{ cm}^2/\text{ml} > 15.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{C.V}$$

- Appui :

$$\text{Sens x-x : } A_{sa} = 18.81 \text{ cm}^2/\text{ml} > 15.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Sens y-y : } A_{sa} = 20.95 \text{ cm}^2/\text{ml} > 15.21 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{C.V}$$

Donc on prend :

- Travée :

$$\text{Sens x-x : } A_{st} = 12\text{T}16 = 24.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens y-y : } A_{st} = 12\text{T}16 = 24.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Appui :

$$\text{Sens x-x : } A_{sa} = 12\text{T}14 + 6\text{T}16 = 30.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens y-y : } A_{sa} = 12\text{T}14 + 6\text{T}16 = 30.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## 7.6 ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton :

- En travée :

❖ Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad A_{sc}(x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 24.12(126 - x) = 0 \longrightarrow 50x^2 + 361.8x - 345586.8 = 0$$

$$x = 26.79 \text{ cm}$$

❖ Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 6.41 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 2.37 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 6.41 \times 10^{-3} + 15 \times 2.37 \times 10^{-3} = 0.042 \text{ m}^4$$

❖ Calcul des contraintes dans le béton:

Sens x-x :

- Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{444.12 \times 10^{-3} \times 26.79 \times 10^{-2}}{0.042} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2.83 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$  , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 444.12 \times 10^{-3} (126 - 26.79 \times 10^{-2})}{0.042} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 157.28 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

Sens y-y :

- Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{508.42 \times 10^{-3} \times 26.79 \times 10^{-2}}{0.042} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3.24 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$  , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 508.42 \times 10^{-3} (126 - 26.79 \times 10^{-2})}{0.042} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 180.05 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

- En appui :

❖ Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad A_{sc}(x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 30.54(126 - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 458.1x - 57720.6 = 0$$

$$x = 29.70 \text{ cm}$$

❖ Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 8.74 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 2.83 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 8.74 \times 10^{-3} + 15 \times 2.83 \times 10^{-3} = 0.051 \text{ m}^4$$

Sens x-x :

- Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{594.23 \times 10^{-3} \times 29.70 \times 10^{-2}}{0.051} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3.47 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 594.23 \times 10^{-3} (126 - 29.70 \times 10^{-2})}{0.051} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 167.6 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

Sens y-y :

- Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{657.67 \times 10^{-3} \times 29.70 \times 10^{-2}}{0.051} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3.81 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ , donc la condition est vérifiée

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 657.67 \times 10^{-3} (126 - 29.70 \times 10^{-2})}{0.051} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 185.5 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➡  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

## 7.7 Vérification au cisaillement :

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{513.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 1.4} \longrightarrow \tau_u = 0.41 \text{ MPa}$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ , la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{1333.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 1.4} \longrightarrow \tau_u = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (FPP)}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ , la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

### 7.8 Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99, version 2003 :

- En zone nodale :

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

Avec :

$\phi_{\min}$  : est le diamètre le petit du ferrailage longitudinal.

h : la hauteur de la poutre

$$S_t \leq \min\left(\frac{140}{4}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min(35 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On choisit un espacement égal à  $S_t = 14 \text{ cm}$ .

- En dehors de la zone nodale :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S'_t \leq \frac{140}{2} \longrightarrow S'_t \leq 70 \text{ cm}$$

On choisit  $S'_t = 25 \text{ cm}$

### 7.9 Détermination des armatures transversales :

Le diamètre minimum des armatures transversales, est déterminé par la formule ci-dessous :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{140}{35}, \frac{100}{10}, 1.2\right) = \min(4, 10, 1.2) \text{ cm}$$

On adopte un diamètre transversal égal à  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

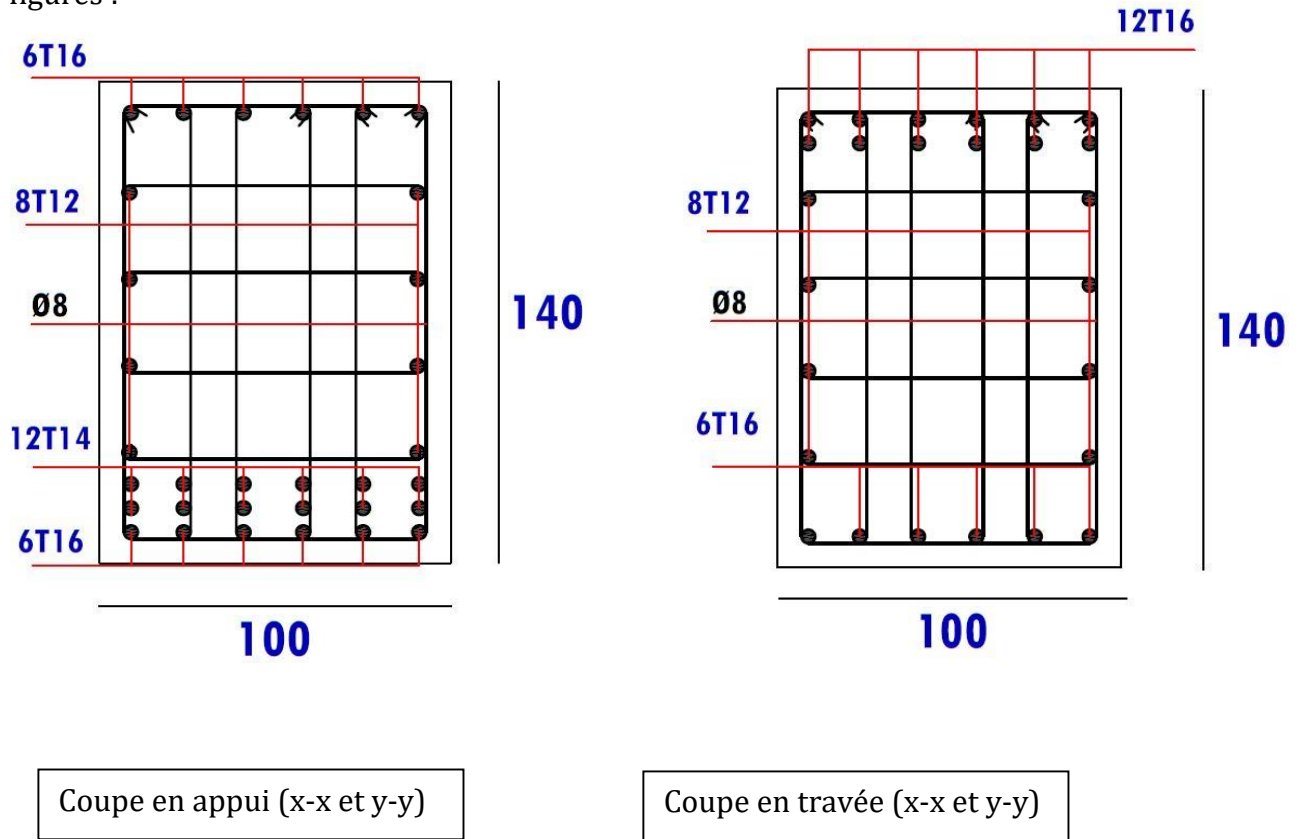
Le tableau ci-dessous, est une récapitulation de tout le ferrailage trouvé :

**Tableau 6.3** : Ferrailage de la nervure et la dalle du radier

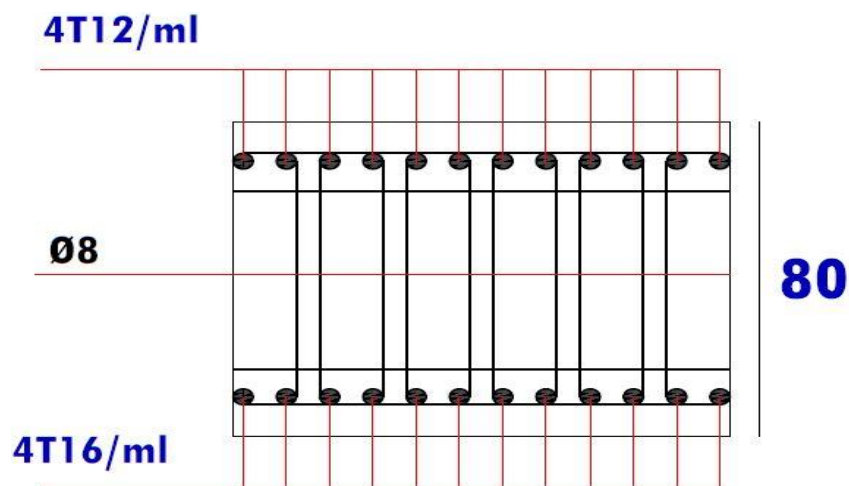
		Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage min (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> )	
Dalle	Travée	X	9.05	8.69	14T12	15.82
		Y	15.58		14T12	15.82
	Appui	X	8.87	8.69	14T16	28.14
		Y	14.71		14T16	28.14
Nervure	Travée	X	14.05	15.21	12T16	24.12
		Y	18.81		12T16	24.12
	Appui	X	16.09	15.21	12T14+6T16	30.54
		Y	20.95		12T14+6T16	30.54

### 8 SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER :

Le schéma du ferrailage de la nervure ainsi que la dalle, sont illustrés sur ces deux figures :



**Figure 6.5:** Ferrailage de la nervure du radier dans les deux sens



**Figure 6.6:** Ferrailage de la dalle du radier suivant les deux sens

## 9 ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE (SOUS -SOL) :

D'après le RPA 99/ 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu, entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimum d'armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

### 9.1 Dimensions du voile :

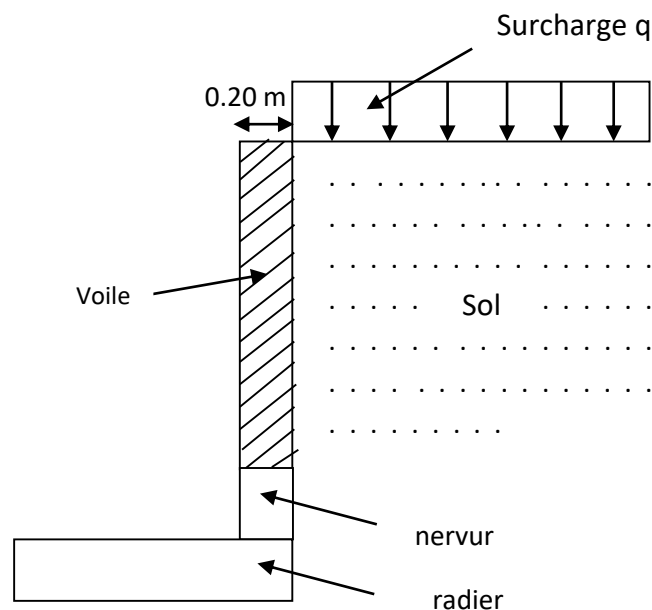
On va faire les calculs pour une bande de 1ml, une hauteur de 2.88 m, et une épaisseur de 0.20 m.

### 9.2 Evaluation des charges :

Les charges appliquées sur le voile périphérique sont :

- La poussée des terres
- La surcharge uniforme  $q = 1.5 \text{ KN/m}^2$  (bâtiment mitoyen, R+2 à usage d'habitation).

Le schéma statique est représenté sur cette figure :



**Figure 6.7 :** Schéma statique du voile périphérique

### 9.3 Coefficient de poussée des terres au repos $K_0$ :

Puisque le voile est encastré dans un radier très rigide et ne peut pivoter, le sol exerce sur le voile une pression voisine de la pression au repos. Dans ce cas on calcule la poussée en utilisant le coefficient  $K_0$ , qui est calculé par cette formule :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \quad (\text{J.COSTET et G.SANGLERAT, 1983})$$

Où :  $\varphi'$  c'est l'angle de frottement à longue terme

$$K_0 = 1 - \sin 20 \quad \longrightarrow \quad K_0 = 0.66$$

**9.4 Calcul de forces :****9.4.1 Force due à la poussée du sol :**

Cette force notée  $F_1$  est calculé par cette formule :

$$F_1 = (\gamma H K_0 - 2C' \sqrt{K_0}) \times \frac{h}{2}$$

Où :

C : la cohésion à long terme

H : hauteur du voile

$\gamma$  : Poids volumique du sol

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres

$$\longrightarrow F_1 = (15 \times 2.88 \times 0.66 - 2 \times 13 \times \sqrt{0.66}) \times \frac{2.88}{2} \longrightarrow F_1 = 10.64 \text{ KN/ml}$$

**9.4.2 Force due à la surcharge q :**

La force notée  $F_2$  due au surcharge q, égale à :

$$F_2 = (q \times K_0) \times h = (1.5 \times 0.66) \times 2.88 \longrightarrow F_2 = 2.85 \text{ KN/ml}$$

**Remarques :**

1- Puisque le voile est encastéré en pied dans le radier, et en tête dans la poutre, donc ce n'est pas la peine de vérifier le glissement, ni le renversement.

2- En ce qui concerne la pression hydrostatique, et d'après le rapport géotechnique, il existe une nappe phréatique à 3.00 m par rapport au niveau du sol.

Donc on va prévoir un système de drainage adéquat.

**9.5 Combinaisons d'actions :**

❖ ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.64 + 1.5 \times 2.85 \longrightarrow Q_u = 18.64 \text{ KN/m}^2$$

❖ ELS :

$$Q_s = G + Q = 10.64 + 2.85 \longrightarrow Q_s = 13.49 \text{ KN/m}^2$$

**9.6 Calcul du moment :**

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de B.A.E.L:

Pour savoir si elle est portante dans un seul sens, on doit calculer  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

$$\begin{cases} L_x = 2.88 - 0.55 = 2.33 \text{ m} \\ L_y = 5.40 \text{ m} \end{cases}$$

$$\longrightarrow \alpha = \frac{2.33}{5.40} = 0.43 > 0.40 \longrightarrow \text{la dalle portant dans les deux sens}$$

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc Le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Où :

$M_x$  : c'est le moment fléchissant suivant x.

$M_y$  : c'est le moment fléchissant suivant y.

P : la charge uniformément répartie par unité d'aire.

$L_x$  : la longueur du voile.

$\mu_x$  et  $\mu_x$  : coefficients obtenues à partir d'un tableau, en fonction de  $\alpha$ .

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_{xu} = 0.1062 \times 18.64 \times 2.33^2 \longrightarrow M_{xu} = 10.75 \text{ KN.m/ml} \\ M_{yu} = 0.25 \times 10.75 \longrightarrow M_{yu} = 2.69 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_{xs} = 0.1087 \times 13.49 \times 2.33^2 \longrightarrow M_{xs} = 7.96 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ys} = 0.3077 \times 7.96 \longrightarrow M_{ys} = 2.45 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

- ELU :

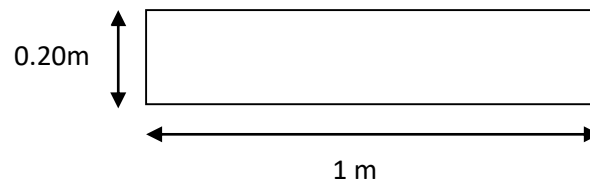
$$\begin{cases} M_{txu} = 0.75 M_{xu} = 0.75 \times 10.75 = 8.06 \text{ KN.m} \\ M_{tyu} = 0.75 M_{yu} = 0.75 \times 2.69 = 2.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ELS :

$$\begin{cases} M_{txs} = 0.75 M_{xs} = 0.75 \times 7.96 = 5.97 \text{ KN.m} \\ M_{tys} = 0.75 M_{ys} = 0.75 \times 2.75 = 2.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### 9.7 Calcul de ferrailage du voile périphérique:

Le calcul de ferrailage du voile périphérique, se fait en flexion simple et sur une bande de 1 mètre linéaire. La section de calcul est représentée sur la figure suivante :



**Figure 6.8** : Section de calcul du voile périphérique

❖ Ferrailage suivant y :

On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Où :

$M_u$  : c'est le moment ultime max en travée

b : la largeur de la bande

d : distance entre la fibre supérieur et l'armature

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 4.39 \times 10^{-3}$$

$$\mu_R = 0.392 \text{ (fe 400 et } \gamma_s = 1,15)$$

$\mu_u < \mu_R$ , donc section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

Pour le calcul de  $A_{st}$  on utilise la formule :

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 5.49 \times 10^{-3}$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.18 \text{ m}$$

$$\text{Où : } d = 0.9h = 0.9 \times 0.2 \longrightarrow d = 0.18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{0.18 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Ferrailage suivant x :

On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.06 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.018$$

$$\mu_R = 0.392 \text{ (fe 400 et } \gamma_s = 1,15)$$

$\mu_u < \mu_R$ , donc section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0$ ).

Pour le calcul de  $A_{st}$  on utilise la formule :

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 0.023$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = 0.18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{8.06 \times 10^{-3}}{0.18 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 9.8 Section minimale d'armatures :

- Le sens de la plus grande portée y :

$$A_{ymin} = 0.08\%B = 0.08\% \times 20 \times 100 \text{ (CBA, 93)} \longrightarrow A_{ymin} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Où :  $h_0$  c'est l'épaisseur du voile

- Le sens de la petite portée  $x$  :

$$A_{x\min} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y\min} \longrightarrow A_{x\min} = \frac{3-0.43}{2} \times 1.6 \longrightarrow A_{x\min} = 2.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ❖ Choix de diamètre :

$$\Phi < \frac{h_0}{10} \longrightarrow \Phi < \frac{20}{10} = 20 \text{ mm}$$

Le diamètre d'armature choisi doit être inférieur à 20 mm.

### 9.9 Choix des armatures :

- ❖ Sens x-x :

On prend  $A_{st}(x) = 7T10 = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{st \text{ choisi}}(x) = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- ❖ Sens y-y :

On prend  $A_{st}(y) = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{st}(y) = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### 9.10 Disposition constructive :

L'espacement max des barres d'une même nappe est calculé comme suit :

- ❖ Suivant y :

$$S_{ty} \leq \min(4h_0; 33 \text{ cm}) = \min(80; 33 \text{ cm}) \quad (\text{BAEL,91})$$

$$S_{ty} \leq 33 \text{ cm}$$

On va adopter un espacement  $S_{ty} = 20 \text{ cm}$ .

- ❖ Suivant x :

$$S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = \min(60; 33 \text{ cm}) \quad (\text{BAEL,91})$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

On va adopter un espacement  $S_{tx} = 20 \text{ cm}$ .

### 9.11 Vérification de l'effort tranchant :

- Au milieu du grand côté :

$$V_{uy} = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{18.64 \times 5.4}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.43}{2}} \longrightarrow V_{ux} = 41.25 \text{ KN}$$

- Au milieu du petit côté :

$$V_{ux} = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{18.64 \times 2.33}{3} \longrightarrow V_{uy} = 14.48 \text{ KN}$$

$$V_u = \max (V_{ux}, V_{uy}) = \max (41.25, 14.48) \longrightarrow V_u = 41.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{41.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ , la condition est vérifiée

### 9.12 Vérification à ELS :

❖ Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

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

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 5.50(18 - x) = 0 \longrightarrow 50x^2 + 82.5x - 1485 = 0$$

$$x = 4.69 \text{ cm}$$

❖ Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 3.44 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 9.74 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 3.44 \times 10^{-5} + 15 \times 9.74 \times 10^{-6} = 1.81 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{5.97 \times 10^{-3} \times 4.69 \times 10^{-2}}{1.81 \times 10^{-4}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1.55 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ , donc la condition est vérifiée

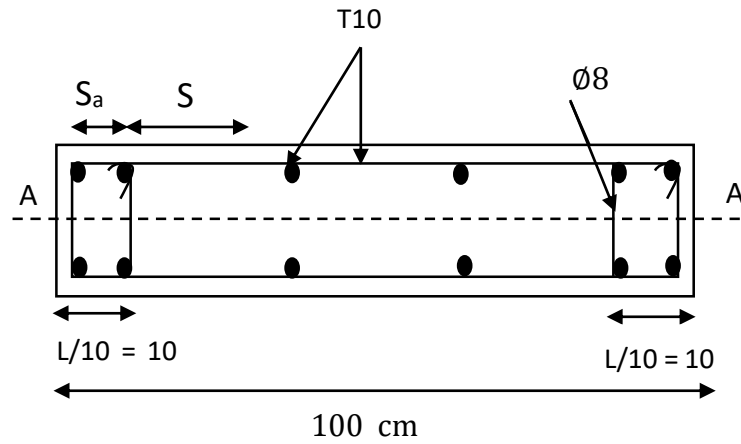
❖ Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 5.97 \times 10^{-3} (18 \times 10^{-2} - 4.69 \times 10^{-2})}{1.81 \times 10^{-4}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = \min (266.66; 201.63) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 65.85 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

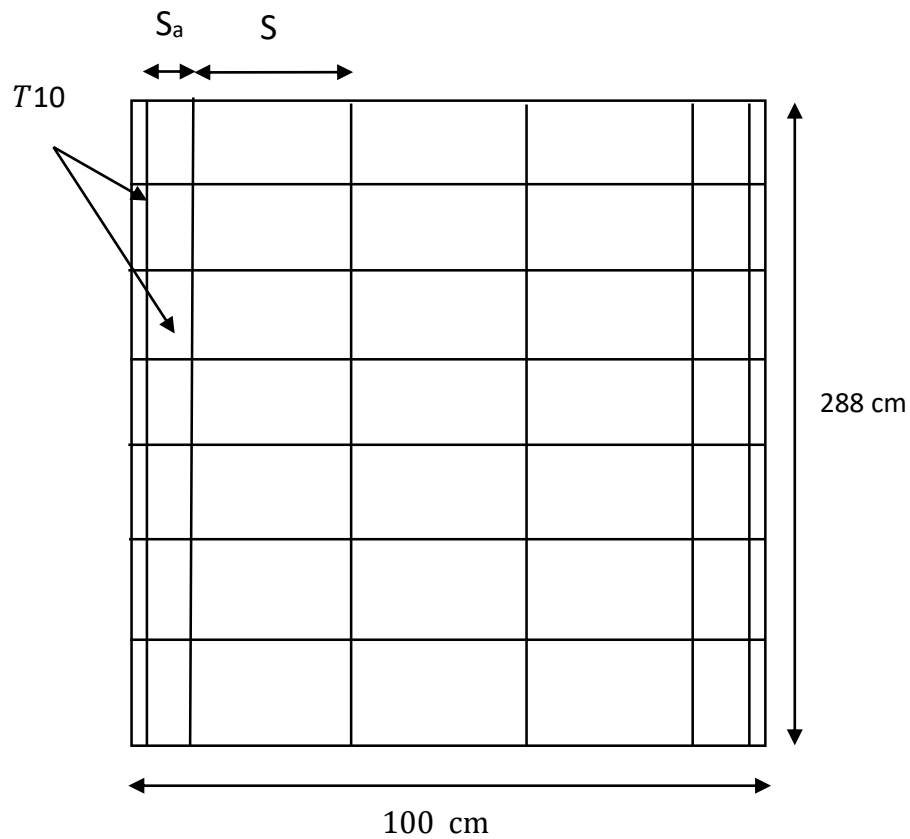
$\longrightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  Donc la condition est vérifiée .

### 9.13 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

Le schéma de ferrailage du voile périphérique, sera le même de celui du voile de contreventement.



**Figure 6.9 :** Vue en plan du ferrailage du voile périphérique



**Figure 6.10 :** Coupe longitudinale du voile périphérique (coupe A-A)

**10 CONCLUSION :**

L'étude géotechnique du sol est une étape importante pour la réalisation d'une bonne fondation. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Pour notre bâtiment, et vue de la faible capacité portante du sol, et les charges élevées du bâtiment, il est indispensable de passer par un radier général nervuré.

## **Chapitre VII**

# **ETUDE ECONOMIQUE**

### **1 INTRODUCTION :**

Un projet de construction bien programmé, est un projet qui continuera à répondre aux besoins pour lesquels il a été conçu tout au long de sa durée de vie, et contribuera d'une manière positive sur l'environnement avec des avantages sociaux-économiques. Le management, la planification, la programmation et la conception aident à fournir ces avantages avec la bonne gestion de sécurité, tout en réduisant le coût et l'impact environnemental.

### **2 QU'EST- CE QU'UN PROJET ?**

Un projet est une séquence d'activités unique, complexe et connectée, avec pour but d'atteindre un objectif. Ceci devrait être réalisé à l'intérieur d'un cadre temporel, d'un budget et en respect de spécifications.

### **3 QU'EST- CE QUE C'EST LE MANAGEMENT DE PROJET ?**

Le management d'un projet consiste à organiser et suivre chaque action du projet afin de tenir les délais, coûts et qualité requise. Le responsable de management de projet est donc le garant des résultats attendus du projet souvent appelés « livrables ».

### **4 PLANNING STRATEGIQUE :**

#### **4.1 Définition des besoins :**

Généralement, les besoins non identifiés ou insuffisamment exprimés sont souvent sources de désordres, de gaspillages et de litiges inextricables.

En effet, un besoin clairement défini permet aux partenaires contractants d'apporter des réponses précises et proposer des prix compétitifs.

Dans ce projet, on a décidé de construire ce bâtiment à Kiffane, à cause de la croissance de la population dans cet endroit, et donc pour réduire le problème de cet évolution démographique.

Pour permettre à l'entreprise de se conformer à l'énoncée du projet tel que défini, notamment lors des appels à la concurrence, le service contractant doit prendre en considération :

- Un aspect architectural exceptionnel, moderne et complexe.
- Un dimensionnement d'une façon économique et résistante.
- Les problèmes de financement.
- Une bonne performance.
- Le coût minimal est critique pour le succès du projet.

#### **4.2 Etablir des objectifs et formuler des stratégies pour atteindre ces objectifs :**

Le succès du projet dépend en grande partie de l'existence et de la qualité de l'objectif.

Trop de projets échouent pour la principale raison que l'objectif était flou ou inexistant. Dans n'importe quelle étude managériale, les objectifs doivent être clairement identifiés et les stratégies développées.

Finalelement la stratégie exige la mise en œuvre des actions et des tâches pour atteindre ces objectifs. Ces actions représentent des projets.

En ce qui concerne notre projet, les objectifs sont :

- Construire un bâtiment en béton armé à usage d'habitation collective (R+13+mezzanine+ss), avec une terrasse inaccessible, et qui va être réalisé à Kiffane, Wilaya de Tlemcen.
- Faire l'étude de ce bâtiment tout en respectant les réglementations, les recommandations en vigueur à savoir (RPA99 version 2003, BAEL91, CBA93) et les documents techniques.
- Assurer une bonne progression du projet.
- Satisfaire les attentes du client.
- Respecter le budget.
- Optimiser l'utilisation des ressources financières.
- Garder l'équipe motivée.

Et pour atteindre ces objectifs, il faut faire ce qui suit :

- Identifier les rôles de chacun.
- Respecter les délais.
- Bien gérer les travaux.
- Faire les visites, les vérifications et les inspections requises sur le chantier.
- Assurer la coordination et la cohésion de l'équipe de projet.
- Bien préparer les plans et les devis.
- Assurer la bonne qualité de l'installation du chantier et de la sécurité.
- Respecter le cahier de charge.
- Dynamiser la créativité collective au sein de l'équipe.

## 5 CARACTÉRISTIQUES D'UN PROJET :

Un projet est caractérisé par ces trois éléments :

- 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.
- 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 qui est prêt à payer.

A ces trois éléments, nous pouvons ajouter l'élément « risque ».

Pour assurer une bonne qualité du projet réalisé, il faut respecter ces caractéristiques.

Ces caractéristiques sont représentées sur la figure suivante :

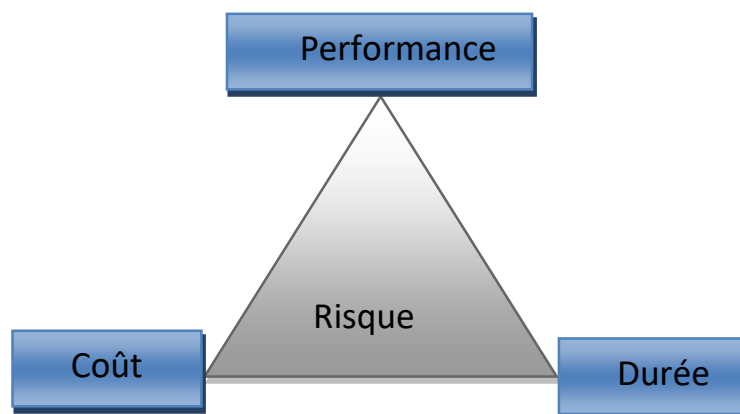


Figure 7.1 : Caractéristiques d'un projet

Il faut noter que chaque changement déséquilibre le projet. Dans ce projet, on s'intéresse beaucoup plus à la performance et le coût, le temps n'est pas beaucoup important.

## 6 CYCLE DE VIE D'UN PROJET :

Le cycle de vie reconnaît que les projets ont une durée de vie limitée, et il y a des changements prévisibles au niveau de l'effort, et se concentre sur la durée du projet. Il existe plusieurs modèles de cycle de vie en littérature, mais la plupart passe par 05 étapes :

1. Un début lent
2. Croissance
3. Sommet
4. Début de la décroissante
5. Fin (terminaison)

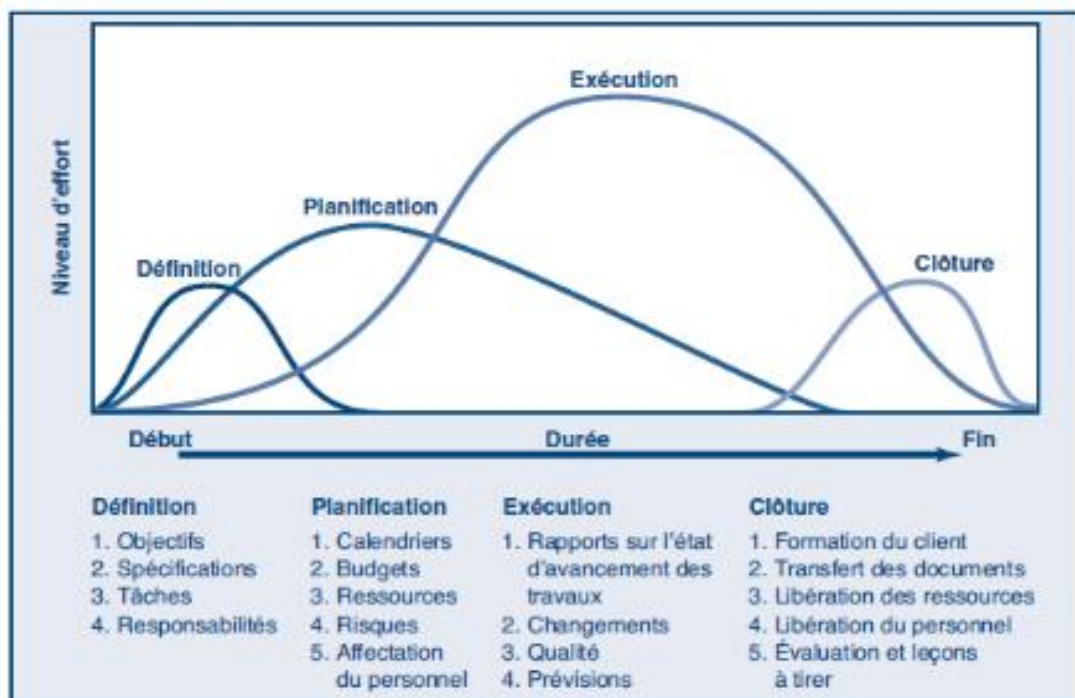


Figure 7.2 : Cycle de vie d'un projet

Le cycle de vie d'un projet est représenté comme suit :

- **Définition :**
  - Les spécifications du projet sont définies.
  - Les objectifs du projet sont établis.
  - Les équipes sont formées.
  - Les responsabilités majeures sont assignées.
- **Planification :**

Les plans sont développés pour déterminer ce que le projet entrainera, quand il sera programmé, à qui sera bénéfique, quel niveau de qualité doit être maintenu et quel sera le budget.

- **Exécution :**  
Le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur.
- **Clôture :**  
Le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative est effectuée.

## 7 MATRICE DE PRIORITE :

D'après les besoins du propriétaire, on va établir la matrice de priorité.  
Cette matrice est illustrée sur ce tableau :

**Tableau 7.1 :** Matrice de priorité

	Délai	Performance	Coût
Contraindre			●
Améliorer		●	
Accepter	●		

## 8 SYSTEME D'ELABORATION DE PROJET ET STRATEGIE DU CONTRAT :

Pour le choix du système d'élaboration de projet, on va utiliser l'outil informatique PDCS. Le but est de satisfaire au maximum les objectifs des propriétaires.  
Les critères de sélection sont basés sur les objectifs du propriétaire.

### 8.1 PDCS :

D'après les besoins du propriétaire, on va définir les facteurs importants dans ce projet et leurs scores.

#### 8.1.1 Choix des paramètres et de leurs scores :

1. Conception/engineering du projet ou bien construction très complexe, non standards ou innovées :  
On a choisi un score de 60%.
2. Propriétaire veut un degré très élevé de contrôle et d'influence sur l'exécution du projet :  
On a choisi un score de 70%.
3. Contrainte dans l'autofinancement du projet par le propriétaire :  
On a choisi un score de 85%.
4. Un niveau de changement au-dessus de normal est anticipé dans l'exécution du projet :  
On a choisi un score de 50%.

5. Le coût minimal est critique pour le succès du projet :

On a choisi un score de 80%.

6. Achèvement avec budget initial est critique pour le succès du projet :

On a choisi un score de 70%.

Les paramètres ainsi que leurs scores sont illustrés dans ce tableau :

**Tableau 7.2 : Paramètres et leurs scores**

Factor Action Statement	Preference Rank	Preference Scores	Normalized Preference Weight
20. Efficiently coordinate project complexity	4	60	0,14
9. Ease change incorporation	5	50	0,12
2. Ensure lowest cost	1	80	0,19
13. Maximize Owner's controlling role	3	70	0,17
1. Control cost growth	2	70	0,17
3. Delay or minimize expenditure rate	1	85	0,20
		415	

Le score de chaque système est illustré sur ce tableau :

**Tableau 7.3 : Score de chaque système**

PDCS Relative Rank	PDCS Alternatives	Factor	20	9	2	13	1	3	Aggregate Score
			Preference Weight	0,14	0,12	0,19	0,17	0,17	
1	PDCS 01	Predetermined Effectiveness Values (Table EV-1)	70	100	90	90	80	100	88,67
2	PDCS 02		60	80	100	100	50	70	77,23
4	PDCS 03		50	100	70	70	80	90	76,51
3	PDCS 04		40	100	70	80	80	90	76,75
6	PDCS 05		40	70	60	80	50	60	60,00
7	PDCS 06		70	60	40	60	60	40	53,49
8	PDCS 07		100	10	80	10	90	10	50,00
9	PDCS 08		80	0	80	20	70	30	48,31
11	PDCS 09		0	20	0	90	0	50	27,83
12	PDCS 10		0	40	0	50	0	60	25,54
10	PDCS 11		90	0	80	0	100	0	45,30
5	PDCS 12		80	70	40	100	40	100	71,81

**8.1.2 Commentaires :**

D'après le PDCS, les 03 alternatives ayant des scores élevés sont :

- DBB (PDCS 01), qui a le grand score (88.67%).
- Traditionnel avec acquisition plutôt (PDCS 02), qui a le deuxième grand score (77.23%).
- Traditionnel avec manager de construction (PDCS 04), qui a le troisième grand score (76.75%).

**8.1.3 Décision :**

D'après les résultats obtenus, on va choisir DBB (PDCS 01).

**8.2 Système DBB (conception/soumission/construction) :****8.2.1 Définition du système DBB :**

Le système DBB (ou traditionnel), c'est un système où le propriétaire signe un contrat avec le BET, et un autre avec l'entrepreneur.

**8.2.2 Avantages du système DBB :**

- Les propriétaires ont une idée claire sur le coût total avant le début des travaux
- Contrats prêts avant le début du projet.
- Les procédures sont bien établies et largement documentées.
- Toutes les parties engagées se mettent d'accord sur la configuration et les détails du produit fini, avant la construction.

**8.3 Mode de paiement :**

Il existe trois modes de paiement, tout dépend du type de contrat, ces modes sont :

- Au forfait
- Prix unitaire
- Au prix de revient majoré

Dans notre projet, et puisque on a choisi le système DBB, donc le mode de paiement sera au forfait.

**8.3.1 Les avantages du mode de paiement « forfait » :**

Les avantages de ce mode de paiement sont :

- Entrepreneur établit un coût total de la construction très détaillé et très étudié.
- Techniques pointues d'estimation utilisées.
- Exploitation de tout le temps en étude (conception et préparation de l'appel d'offre)
- Paiement se fait en pourcentage de travail effectué :  

$$\sum \text{Pourcentage} = \text{Montant de la soumission}$$

**9 WBS :****9.1 Définition de WBS :**

Le WBS c'est la structure de décomposition du travail, elle représente les grandes lignes de projet avec différents niveaux de détails.

**9.2 Avantages de WBS :**

WBS est un document très important qui peut être utilisé dans plusieurs façons :

- Il peut illustrer comment chaque pièce du projet peut contribuer à l'ensemble en termes de performance, responsabilité, coût et délai.

- Il peut servir comme base de travail pour estimer les coûts et les délais (des tâches et donc du projet global).
  - Il peut être utilisé pour documenter que toutes les parties ont signés leurs engagements dans le projet.
- Le WBS de notre structure figure dans l'annexe B.

## 10 DIAGRAMME DE GANTT :

Le tableau de Gantt permet de réaliser une représentation graphique du déroulement d'un projet, et de rendre compte de son avancement. Il est très pratique et facilement lu par tous les intervenants.

Une partie de notre diagramme de Gantt sera illustrée sur l'annexe C.

## 11 LES RESSOURCES :

En ce qui concerne les ressources, il faut bien affecter et analyser leurs répartitions sur le délai.

Il y en a trois types de ressources : humaines, matériels et matériaux.

### 11.1 Ressources humaines :

On peut citer :

- Groupe des ingénieurs
- Groupe des maçons
- Groupe des ferrailleurs
- Groupe des coffreurs
- Groupe de plomberie
- Groupe de menuiserie
- Groupe des électriciens
- Groupe de peinture

### 11.2 Ressources matérielles :

Tous les matériels seront loués, parmi les matériels utilisés, on peut citer :

- Pelle hydraulique
- Camion 10 tonnes
- Grue fixe
- Pompe à béton
- Chargeur
- Compacteur
- Case
- Tracteur pour l'eau

### 11.3 Ressources matériaux :

Les matériaux utilisés dans ce projet sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau 7.4 : Ressources matériaux**

Ferraillage	Béton 350	Béton de propreté
Coffrage en bois	Menuiserie	Brique (10 et 15 cm)
Enduit en ciment	Enduit en plâtre	Hourdis
Tube en PVC	Panneau d'affichage	Gains d'électricité
Files d'électricité	Polystyrène	Peinture
Carrelage	Citerne d'eau	Ascenseurs

## **12 ESTIMATION DU COUT ET DELAI :**

Parmi les différentes étapes de gestion d'un projet, l'évaluation du coût et du délai de projet est la plus importante et la plus délicate. En effet, cette phase nécessite beaucoup de rigueur et doit être la plus exhaustive possible, afin de fournir un chiffre précis, fiable et pertinent. Le but est d'établir le coût et le délai potentiel du projet, de son lancement jusqu'à sa clôture. Cette phase n'est pas simple et il est essentiel d'impliquer l'ensemble des parties prenantes.

Pour l'estimation du coût et du temps de ce projet, on va utiliser le logiciel de gestion des projets, qui s'appelle MS Project (Microsoft Project), version 2010.

### **12.1 Définition de MS Project :**

Microsoft Project est un logiciel Microsoft dédié à la gestion de projets. Il permet aux planificateurs et aux chefs de projets d'organiser et de piloter celui-ci, de gérer les ressources, le budget, l'analyse des données.

#### **12.1.1 Estimation du coût :**

Pour l'estimation du coût totale du projet, on va utiliser la méthode de détermination du taux de coût des ressources, parce que c'est une méthode plus précise. Cette méthode consiste à déterminer le coût global du projet, nous estimons le coût de chaque groupement de tâches. Et pour cela l'estimateur doit connaître les coûts unitaires de chaque ressource.

**Remarque :** il y a certaines tâches qui sont difficiles à estimer par cette méthode. Donc, on va utiliser l'estimation par analogie, c'est à dire utiliser le coût réel d'un projet similaire antérieur, comme base d'estimation du coût du projet actuel.

L'estimation par analogie utilise le jugement d'expert.

#### **12.1.2 Estimation du délai :**

Afin de déterminer le temps nécessaire à l'achèvement du projet, on doit le découper en tâches pour faciliter l'estimation.

Il existe plusieurs techniques applicables pour estimer le temps. On va adopter l'estimation par analogie.

Cette technique consiste à utiliser la durée réelle d'une activité de l'échéancier antérieure similaire, comme une base d'estimation de la durée d'une activité future. Et ceci pour garantir des résultats fiables et proches de la réalité.

#### **12.1.3 Les résultats :**

Après avoir introduit tous les paramètres nécessaires sur MS Project, ce dernier nous a donné les résultats suivants :

- Date de début du projet : 05/08/2018
- Date de fin du projet : 25/10/2020
- Durée du projet : 697 jours
- Coût totale du projet : 196 290 915 DA

## **13 MANAGEMENT DES RISQUES :**

### **13.1 Introduction :**

Le secteur du BTP est l'un des plus meurtriers et lourd en accident. Au cours d'un projet de construction, de nombreux risques ou incertitudes susceptibles de perturber le planning établi ou le budget prévu et peuvent faire leur apparition. L'évaluation correcte de ces risques avant le lancement du projet, de sorte qu'ils puissent

être suffisamment pris en compte durant la mise en œuvre, offre dès lors une multitude d'avantages.

### **13.2 Objectif de la gestion des risques :**

Il ressort de plusieurs études et rapports internationaux qu'une large part des projets de construction essuie un échec parce que les objectifs en matière de durée, de coûts et de spécifications du produit n'ont pu être atteints.

Dans ce contexte, la mauvaise gestion des risques et les incertitudes qui apparaissent dans l'environnement interne et externe des produits peuvent être considérées comme la cause principale d'échec.

La gestion des risques a pour but d'identifier, d'évaluer et de quantifier de manière simple les risques précités, grâce au suivi de différents chantiers.

### **13.3 Exemples de risques :**

Dans la préparation du chantier, on doit prendre en considération les facteurs de risques professionnels dont on pourra citer :

- Les accidents sur le chantier.
- Les désaccords entre les intervenants.
- Les conditions climatiques et géologiques.
- Risques naturels.
- Grève des travailleurs.
- Problèmes de financement.
- Mauvaise exécution du travail.
- Planning inadéquat ou erroné, non réaliste.
- Manque de personnel qualifié
- Mauvaise communication

### **13.4 Analyse de risques :**

Il faut mettre en œuvre un programme efficace de gestion des risques pour augmenter les chances de réussite de ce projet.

La méthode de management de risques universellement admise est la suivante :

- ❖ Identification des risques : Il faut recenser tous les éléments susceptibles de constituer une menace pour le projet.
- ❖ Quantification des risques : Évaluer l'importance des risques sur l'atteinte des objectifs du projet, déterminer un ordre de priorité pour les analyses et les actions ultérieures.
- ❖ Elaboration d'une stratégie de défense :  
Face à chacun des risques identifiés et évalués, on peut :
  - Refuser le risque.
  - Transférer le risque en souscrivant une assurance.
  - Partager le risque avec une autre partie.
  - Garder le risque s'il y a un plan d'urgence bien établie.

## **14 CONCLUSION :**

L'étude économique est une phase primordiale est difficile à déterminer. Cette étude utilise un ensemble de techniques et logiciels qui permettent d'identifier, de planifier et de piloter un projet. Parmi ces logiciels on peut citer MS Project, et le PDCS.

On a estimé la durée du projet d'environ 2 ans, avec un coût totale qui dépasse 196 millions de DA.

## **CONCLUSION GENERALE :**

Dans ce travail, on a fait une étude exhaustive de toute la construction, ceci nous a permis d'aborder un grand nombre de problématiques différentes.

Les conclusions qu'on peut tirer à la fin de cette étude sont :

- D'un point de vue sismique, et selon le RPA99 version 2003, la structure est considérée irrégulière en plan et en élévation.
- Après l'analyse modale et le calcul sismique effectués avec le logiciel SAP2000, et conformément au règlement parasismique algérien, l'exploitation des résultats a permis de faire plusieurs vérifications nécessaires à la stabilité du bâtiment.
- Le ferrailage des poteaux et des voiles est calculé par le minimum exigé par le règlement parasismique algérien.
- Le règlement parasismique algérien nous donne des sections en béton et acier surdimensionnées.
- Le choix de l'infrastructure est un radier général nervuré, et ceci à cause de la faible capacité portante du sol, et aussi de la charge importante supportée par les fondations.
- L'obligation de garantir l'étanchéité du radier et le sous-sol, nécessite de prévoir des dispositions constructives particulières de drainage, parce que le sous-sol se situe sous le niveau de la nappe phréatique.
- Après avoir déterminé le devis estimatif et le délai de la structure, on a estimé la durée du projet d'environ 2 ans, avec un coût total qui dépasse les 196 millions de DA.

A la fin, nous souhaiterons que ce projet de fin d'étude soit réalisé de manière appropriée, et sera un point de départ pour d'autres prochains travaux.

## Références bibliographiques

- D.T.R B.C. 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation. Ministère de l'habitat. Algérie
- BAEL 91 Révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites, ministère de l'habitation.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, ministère de l'habitation. Algérie
- PERCHAT, CAVE, LEVEILLARD, SANDROLINI, JALIL, CREPET, Le treillis soudé : Calcul et utilisation conformément aux règles BAEL 91 modifiées 99 et textes associés, 2007.
- DTR B C 2.48 : Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003, ministère de l'habitat. Algérie
- TALEB, R. Calcul des structures selon les RPA 99 version 2003 : exemple d'un bâtiment B.A. contreventé par voiles. Séminaire jpcg'08 : journée portes ouvertes ouverte sur le génie civil, CGS, 2 Juin 2008.
- Cours de béton armé du 3 année licence et première année master, de messieurs HOUTI.F. B et HAISSAINE N.
- MOULELKAF, T., BOUDJEMAA, T. Etude d'un bâtiment (R+8+Entre Sol) à usage d'habitation et service contreventé par un système mixte (voiles-portiques), mémoire de master, université de Bejaïa, Algérie, 2017, 245 p.
- COSTET, J., SANGLERAT, G. Cours pratique de mécanique des sols Tome 2 : Calcul des ouvrages, Dunod.1983. 447 p.
- Cours de management de la première année master et deuxième année master de messieurs MEGNOUNIF.A et HAMZAOUI.F.

# ANNEXE A

Le terrain prévu pour recevoir le projet d'un immeuble en R + 10 à Kiffane - Tlemcen, appartient à la période géologique du Miocène de l'ère Cénozoïque, composé de marne, de calcaire et de sable, le tout est masqué par un remblai semi-métrique à métrique, dans un contexte hétérogène.

Cette formation de marne est peu plastique à plastique, et peu compressible.

Présence d'eau souterraine décelée à partir d'un puits existant dans la partie nord de l'assiette où le niveau d'eau est juste à 7.00 par rapport au niveau de la voie est 3.00m par rapport au niveau de terrassement en grande masse effectué par l'entreprise

Partant de toutes ces données et recommandations, le laboratoire recommande ce qui suit :

- ❖ Passer par des fondations sur radier général ;
  - ❖ Les ancrées dans le sol naturel;
  - ❖ Les faire travailler à une contrainte admissible de  $1.40 \text{ Kg/cm}^2$
  - ❖ Prendre toutes les dispositions nécessaires vis-à-vis du niveau d'eau souterraine qui se trouve à une faible profondeur
  - ❖ Prévoir un bon système de drainage des eaux superficielles et profondes.
  - ❖ Assurer la stabilité des parois pour éviter les éboulements affectant les voies et constructions mitoyennes.
- 
- ❖ Enfin, tenir en compte les recommandations du RPA 99, version 2003, qui stipule que la région de Tlemcen se trouve dans la zone 1, en sismicité.

Enfin, le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour toute information utile et demande au client de lui faire appel, lors de l'ouverture des fouilles pour fondations afin de s'assurer de leur conformité avec les conclusions du présent rapport.

L'INGENIEURS CHARGES DE L'ETUDE  
W.ACHACHERA
























R.DIB

LE CHEF DEPARTEMENT TECHNIQUE  
H.DAHMANI

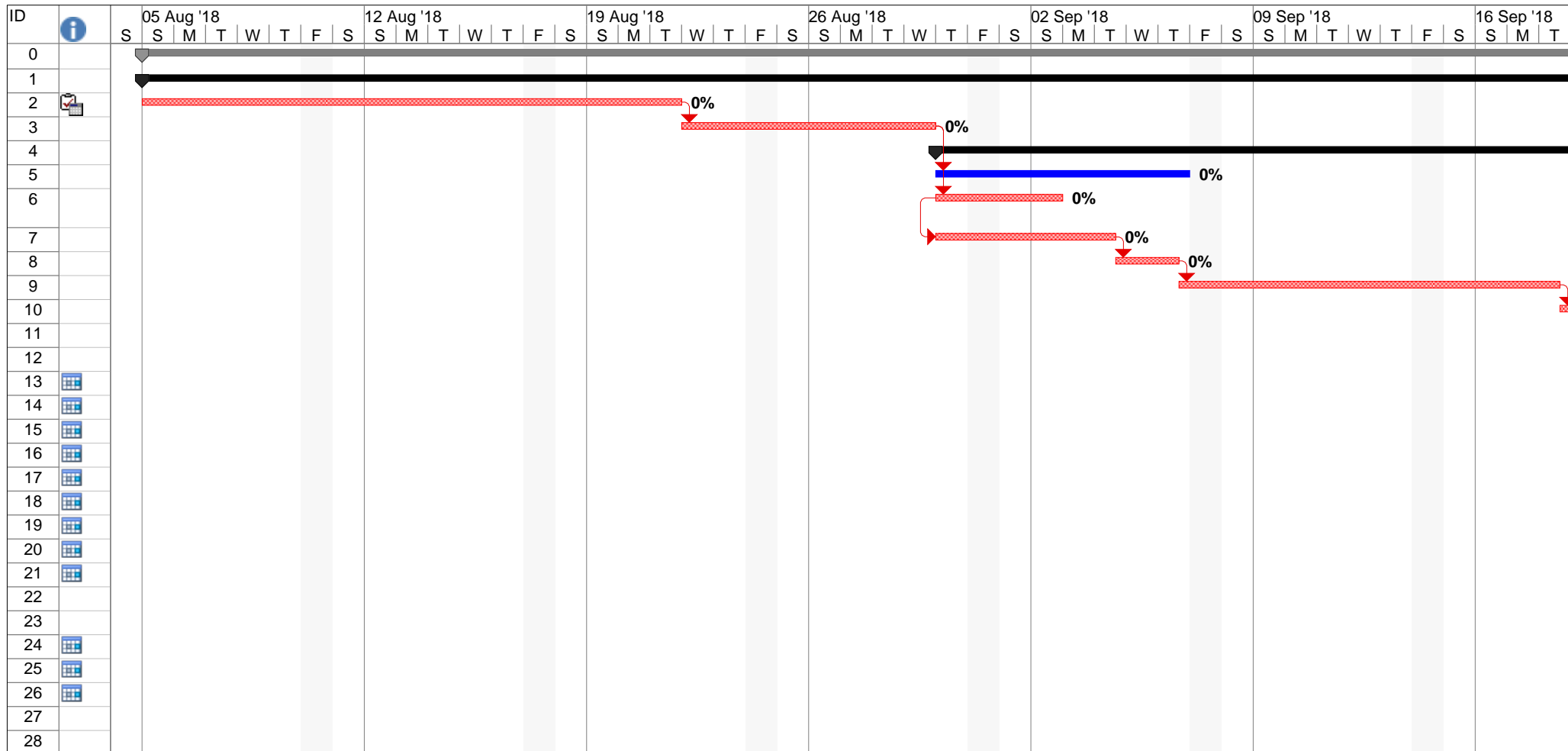
LE DIRECTEUR D'UNITE  
N.BOUSSEMAHA



# ANNEXE B

ID		Nom de la tâche	Duration	Start	Finish	Cost
0		<b>msproj11</b>	<b>697 days</b>	<b>Sun 05/08/18</b>	<b>Sun 25/10/20</b>	<b>DA 196 290 915,53</b>
1		<b>Batiment SS,R+14</b>	<b>697 days</b>	<b>Sun 05/08/18</b>	<b>Sun 25/10/20</b>	<b>DA 196 290 915,53</b>
2		installation du chantier	15 days	Sun 05/08/18	Tue 21/08/18	DA 3 309 940,00
3		terrassement	7 days	Wed 22/08/18	Wed 29/08/18	DA 69 640,00
4		<b>infrastructure</b>	<b>71,88 days</b>	<b>Thu 30/08/18</b>	<b>Wed 21/11/18</b>	<b>DA 19 902 525,60</b>
5		fouille du radier	7 days	Thu 30/08/18	Thu 06/09/18	DA 213 200,00
6		fouilles en tranchées pour assainissement	3 days	Thu 30/08/18	Sun 02/09/18	DA 71 040,00
7		préfabrication et pose des regards	6 days	Thu 30/08/18	Tue 04/09/18	DA 231 805,00
8		béton de propreté	2 days	Tue 04/09/18	Thu 06/09/18	DA 147 000,00
9		ferraillage du radier	10 days	Thu 06/09/18	Tue 18/09/18	DA 6 596 440,00
10		coffrage du radier	4 days	Tue 18/09/18	Sun 23/09/18	DA 58 870,00
11		coulage du radier	2 days	Sun 23/09/18	Tue 25/09/18	DA 5 539 455,00
12		<b>Sous sol</b>	<b>49 days</b>	<b>Tue 25/09/18</b>	<b>Wed 21/11/18</b>	<b>DA 7 044 715,60</b>
13		ferraillage des poteaux	8 days	Tue 25/09/18	Thu 04/10/18	DA 370 190,00
14		coffrage des poteaux	6 days	Tue 25/09/18	Tue 02/10/18	DA 53 640,00
15		ferraillage des voiles de soutènement	5 days	Thu 04/10/18	Wed 10/10/18	DA 254 308,00
16		coffrage des voiles de soutènement	5 days	Wed 10/10/18	Tue 16/10/18	DA 114 370,00
17		ferraillage des voiles de contreventement	7 days	Tue 16/10/18	Wed 24/10/18	DA 252 835,60
18		coffrage des voiles de contreventement	3 days	Tue 16/10/18	Sat 20/10/18	DA 95 005,00
19		bétonnage des poteaux et voiles	1 day	Sat 20/10/18	Sun 21/10/18	DA 1 447 975,00
20		ferraillage des poutres et poutrelles	15 days	Sun 21/10/18	Wed 07/11/18	DA 450 628,60
21		ferraillage d'escalier	2 days	Sun 21/10/18	Tue 23/10/18	DA 21 328,40
22		coffrage des poutres	8 days	Tue 23/10/18	Thu 01/11/18	DA 195 337,00
23		coulage des poutres	1 day	Thu 01/11/18	Sat 03/11/18	DA 2 617 715,00
24		coffrage de la dalle et d'escalier	8 days	Wed 07/11/18	Sat 17/11/18	DA 256 608,00
25		la pose d'hourdis	3 days	Sat 17/11/18	Tue 20/11/18	DA 515 965,00
26		coulage de la dalle et escalier	1 day	Tue 20/11/18	Wed 21/11/18	DA 398 810,00
27		<b>Superstructure</b>	<b>449,75 days</b>	<b>Wed 21/11/18</b>	<b>Wed 29/04/20</b>	<b>DA 104 992 329,93</b>
28		<b>RDC</b>	<b>45,88 days</b>	<b>Wed 21/11/18</b>	<b>Mon 14/01/19</b>	<b>DA 7 094 602,40</b>
29		ferraillage des poteaux	8 days	Wed 21/11/18	Sat 01/12/18	DA 405 585,00
30		coffrage des poteaux RDC	6 days	Wed 21/11/18	Wed 28/11/18	DA 57 035,00
31		ferraillage des voiles de contreventement	7 days	Wed 21/11/18	Wed 28/11/18	DA 217 725,20
32		coffrage des voiles de contreventement	15 days	Tue 27/11/18	Sat 15/12/18	DA 104 135,00
33		bétonnage des poteaux et voiles	1 day	Sat 15/12/18	Sun 16/12/18	DA 810 980,00
34		ferraillage des poutres et poutrelles	15 days	Sun 16/12/18	Wed 02/01/19	DA 749 496,00
35		ferraillage d'escalier	2 days	Sun 30/12/18	Tue 01/01/19	DA 21 949,20
36		coffrage des poutres	8 days	Wed 02/01/19	Sat 12/01/19	DA 195 337,00
37		coulage des poutres	2 days	Sat 12/01/19	Mon 14/01/19	DA 2 647 695,00
38		coffrage d'escaliers	2 days	Mon 31/12/18	Wed 02/01/19	DA 73 705,00
39		coffrage de la dalle	6 days	Sun 16/12/18	Sun 23/12/18	DA 170 510,00

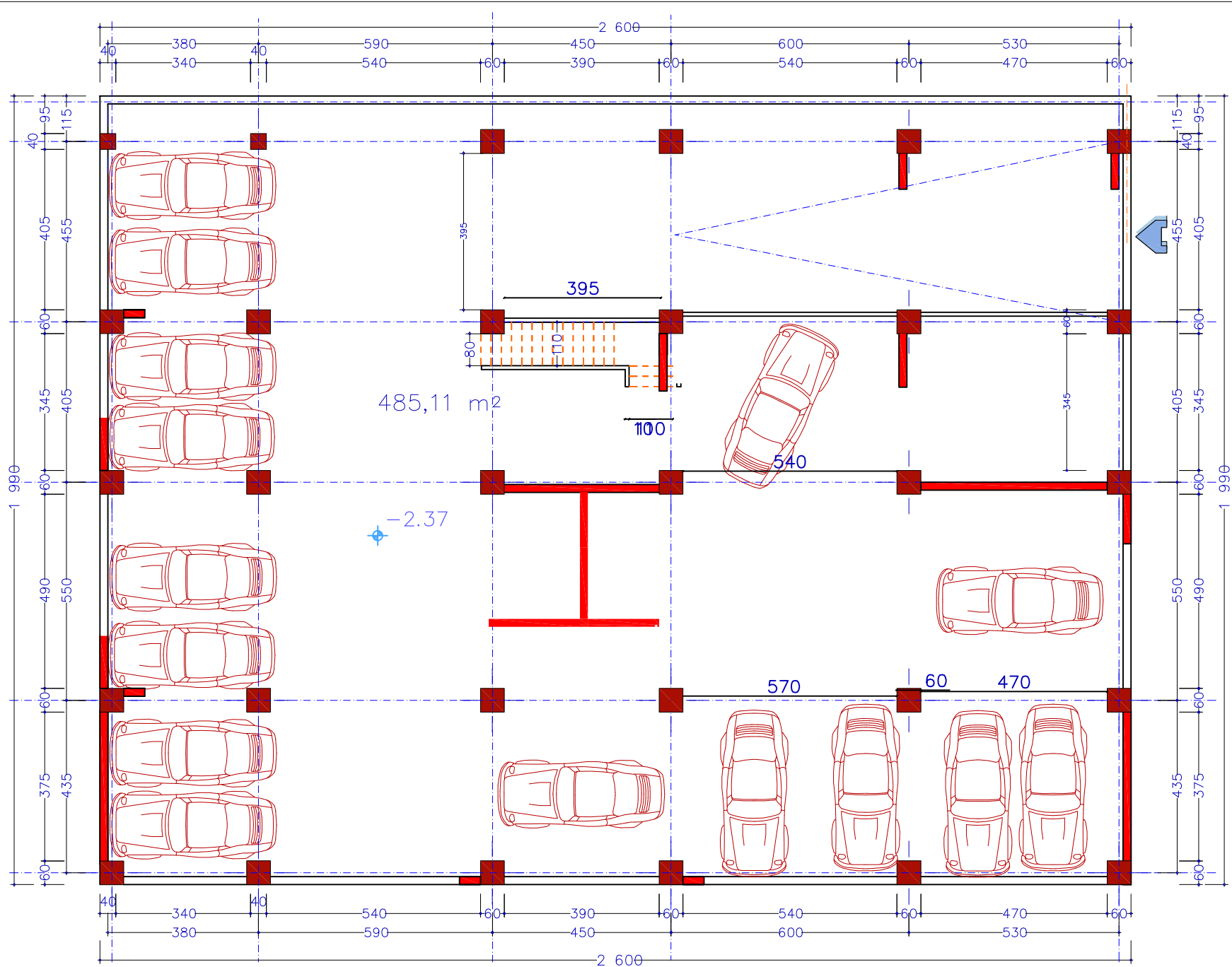
# ANNEXE C



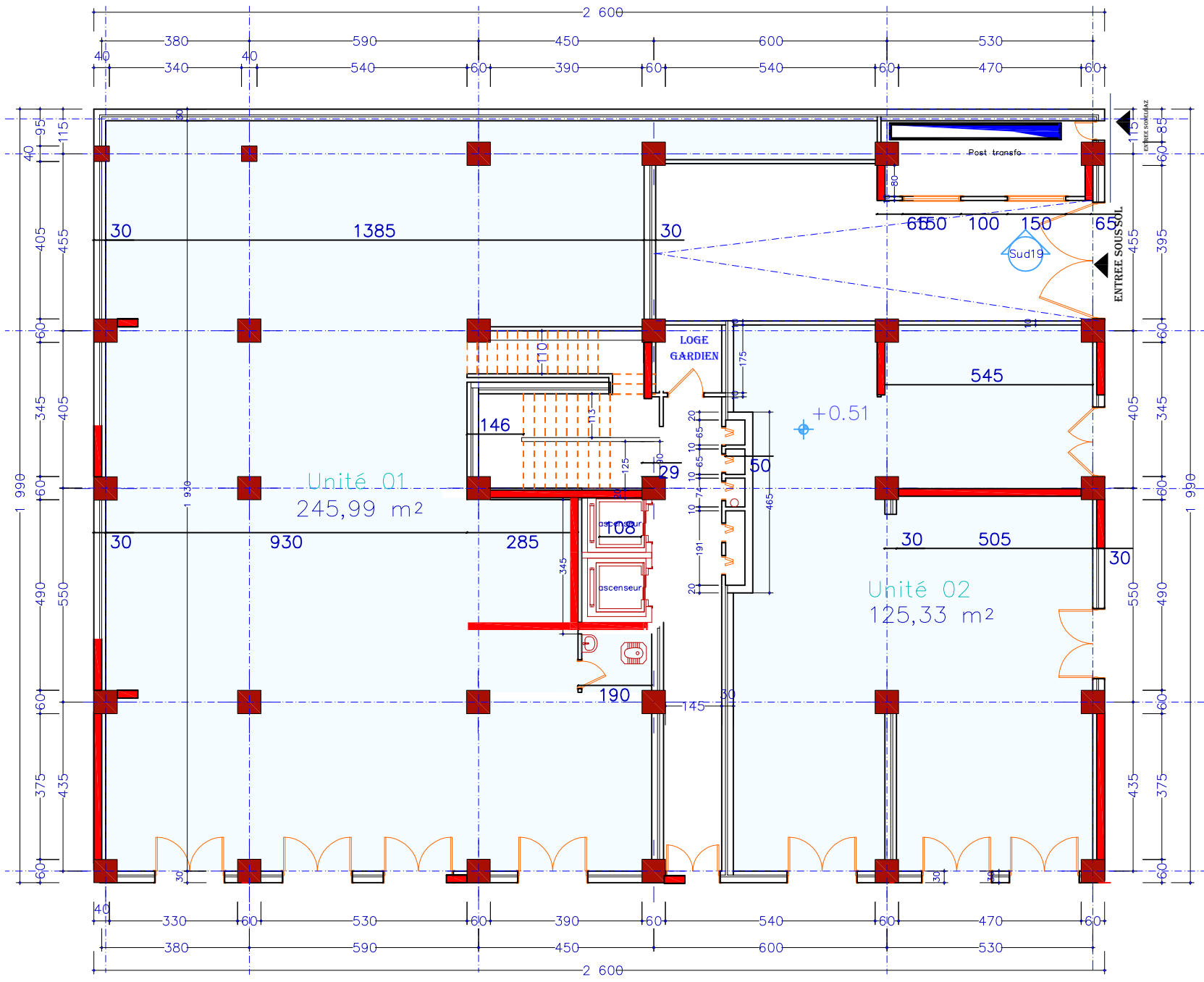
Projet : msproj11  
Date : Sun 10/06/18

Fractionnement critique		Jalon		Tâche manuelle	
Critiques		Récapitulation de l'avancement		Durée uniquement	
Avancement de la tâche critique		Récapitulative		Report récapitulatif manuel	
Tâche		Récapitulatif du projet		Récapitulatif manuel	
Fractionnement		Tâches externes		Début uniquement	
Avancement de la tâche		Jalons externes		Fin uniquement	
Planifié		Tâche inactive		Échéance	
Fractionnement planifié		Jalon inactif			
Jalon planifié		Récapitulatif inactif			

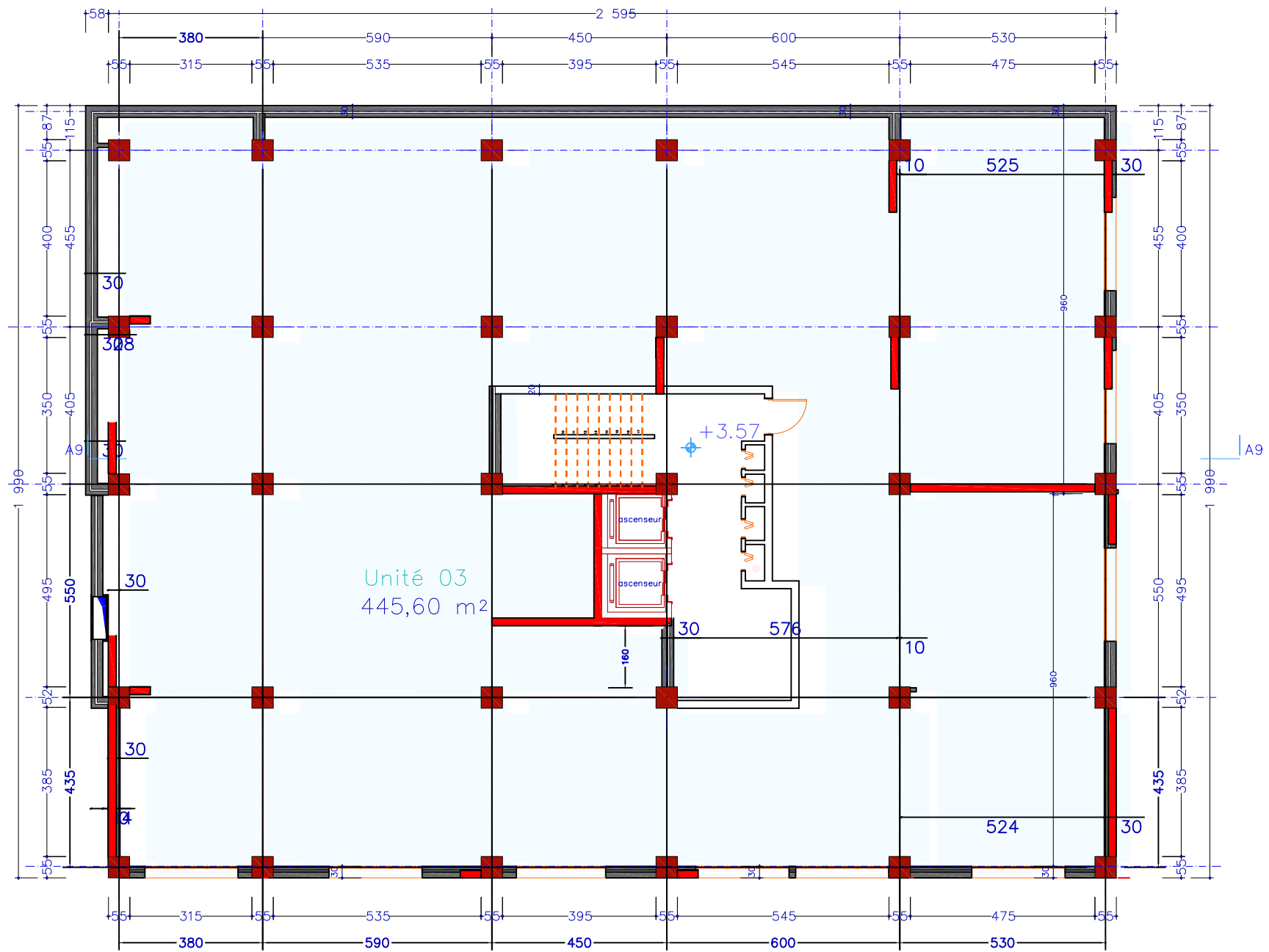
# ANNEXE D



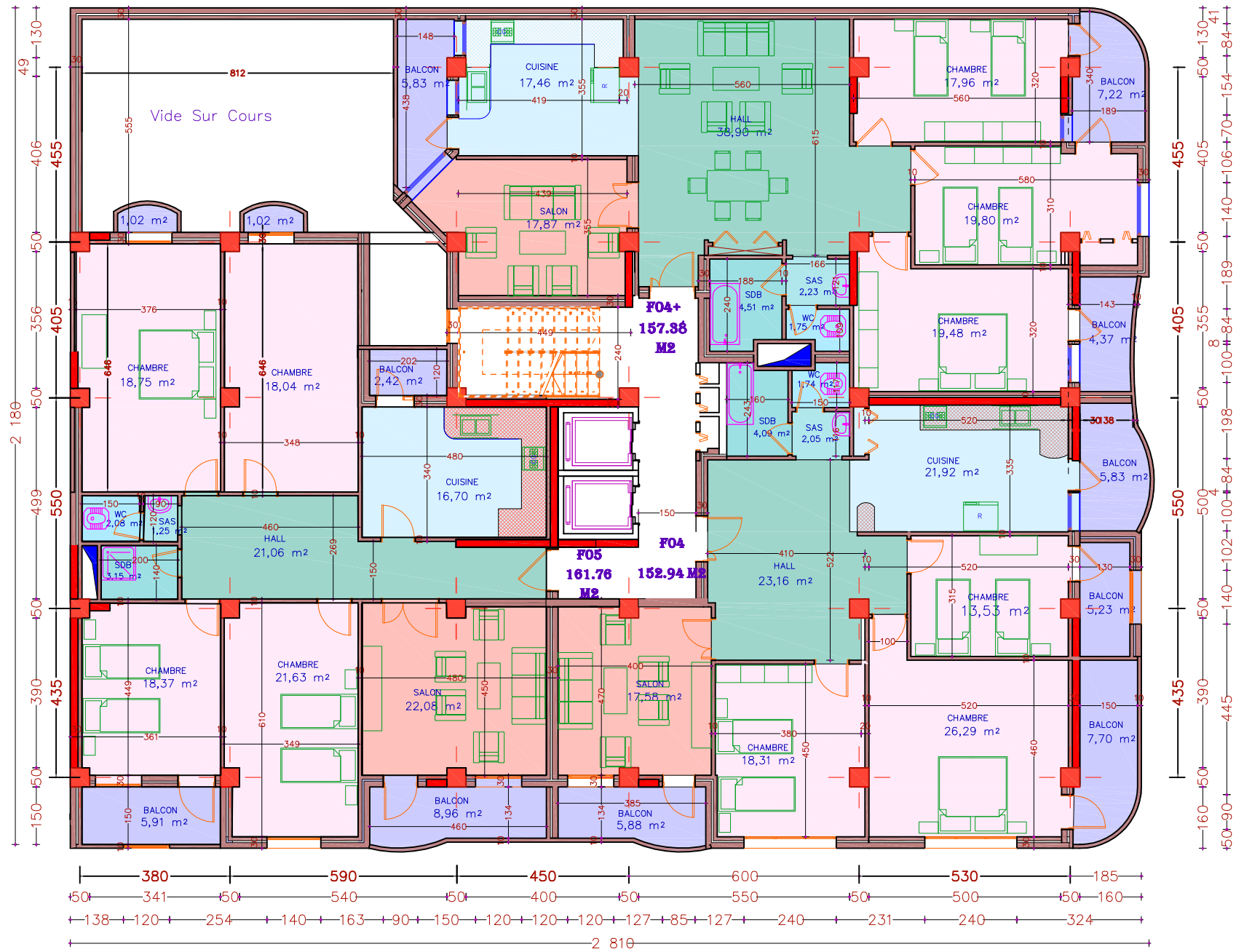
PLAN SOUS SOL -2.37



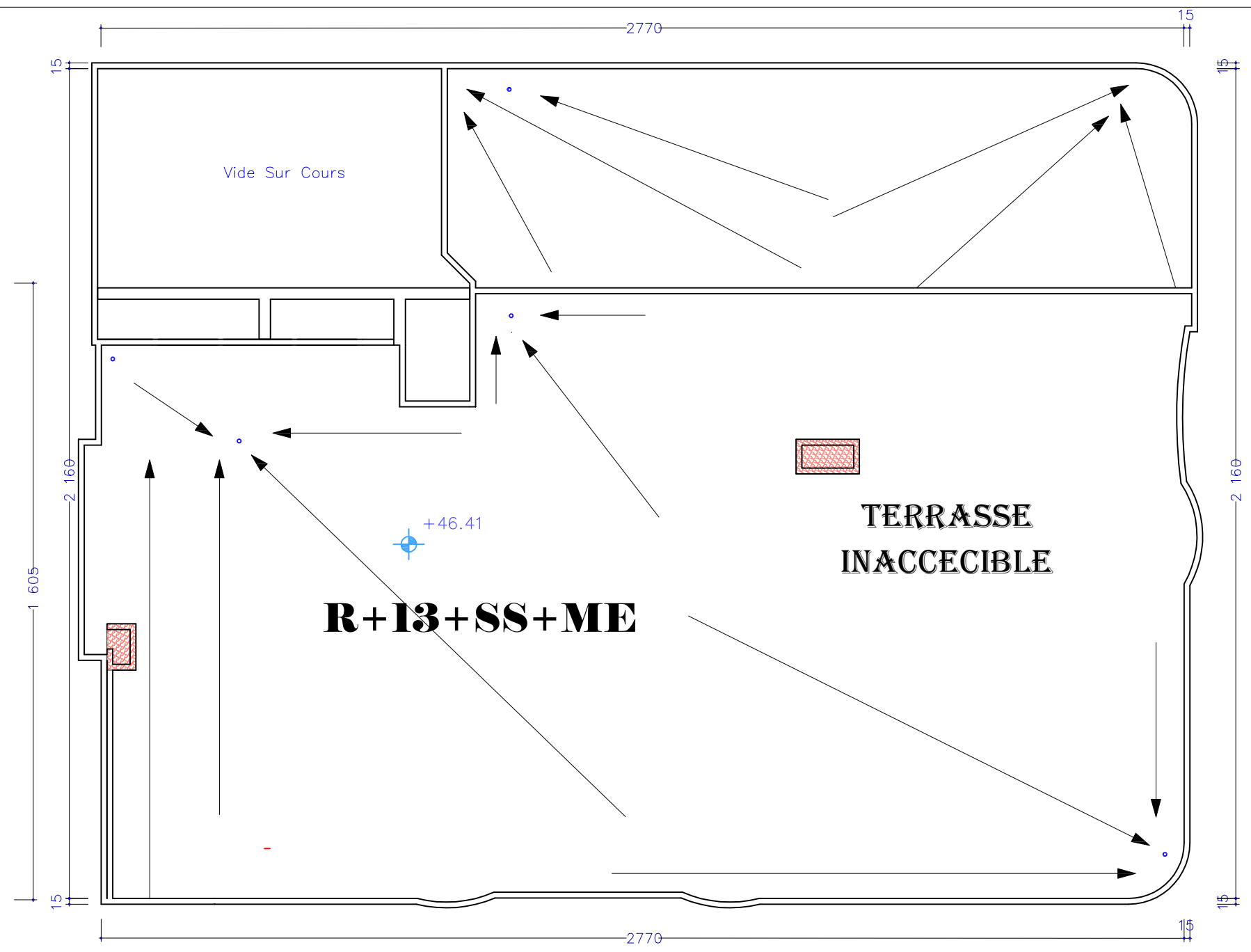
PLAN R.D.C



PLAN MEZZANINE



PLAN ETAGE COURANT



Vide Sur Cours

**R+13+SS+ME**

+46.41

**TERRASSE  
INACCESIBLE**

PLAN TERRASSE INACCESSIBLE

2770

15

15

15

1 605

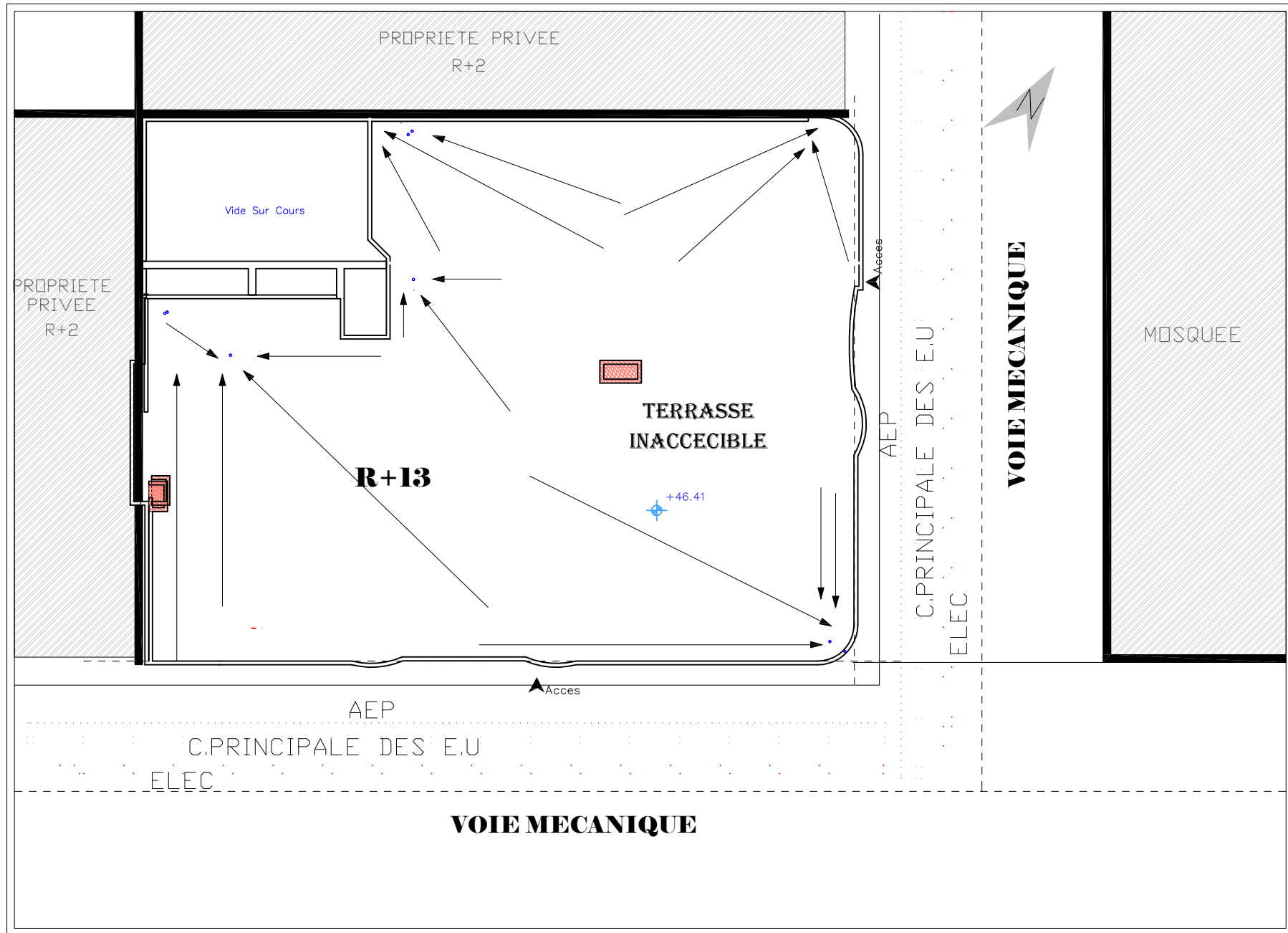
2 160

2 160

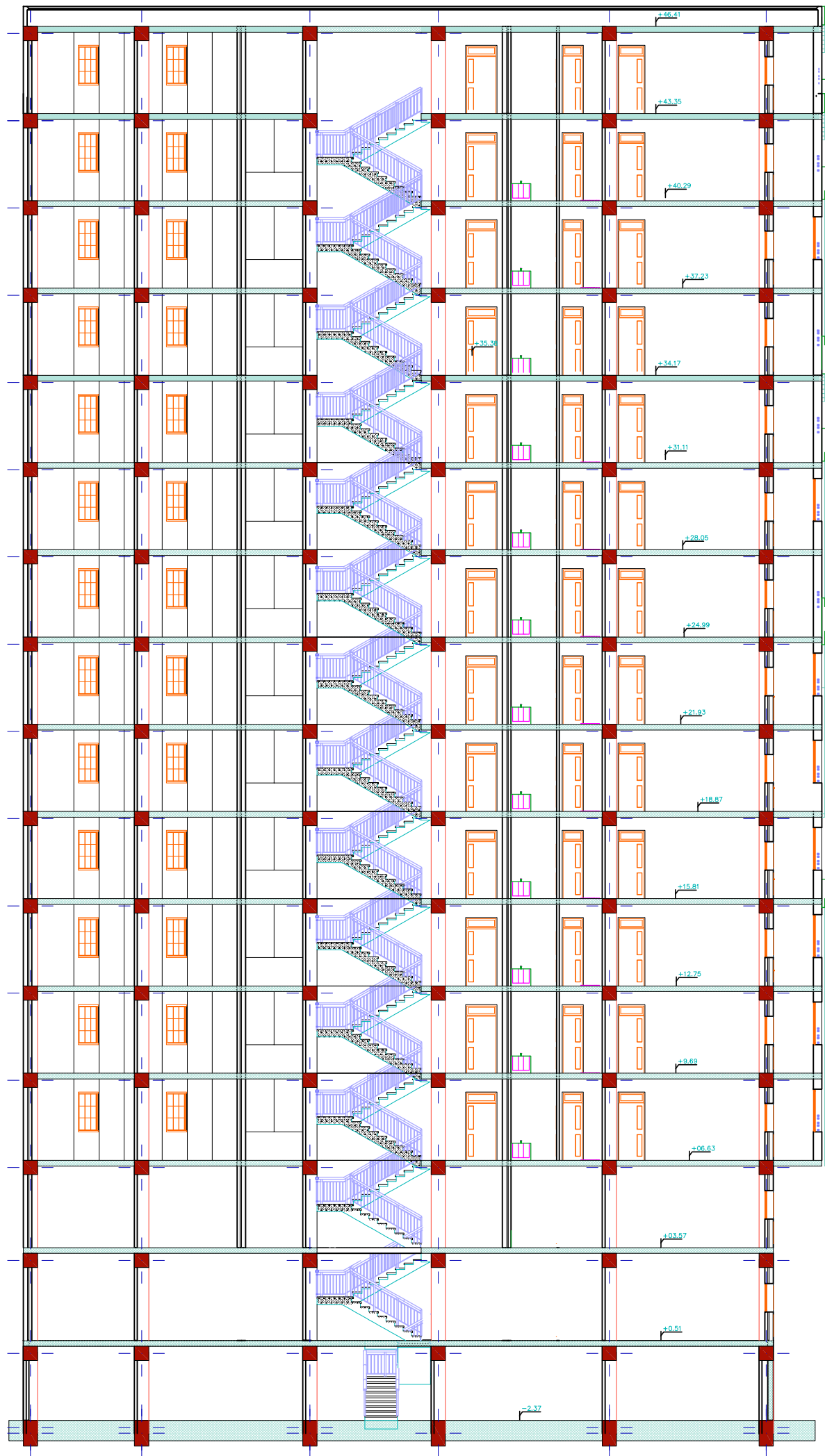
15

15

2770



PLAN DE MASSE

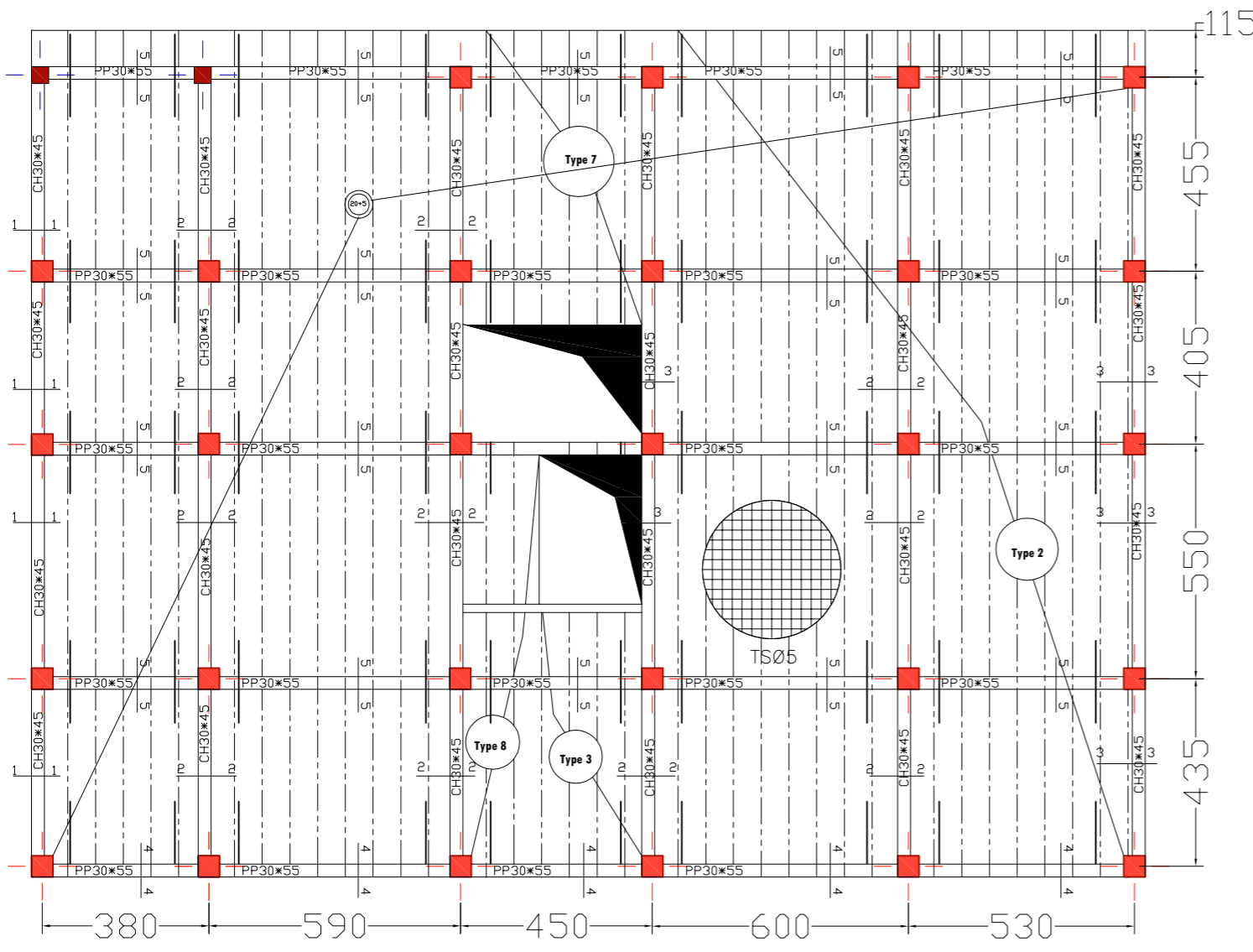


COUPE A-A

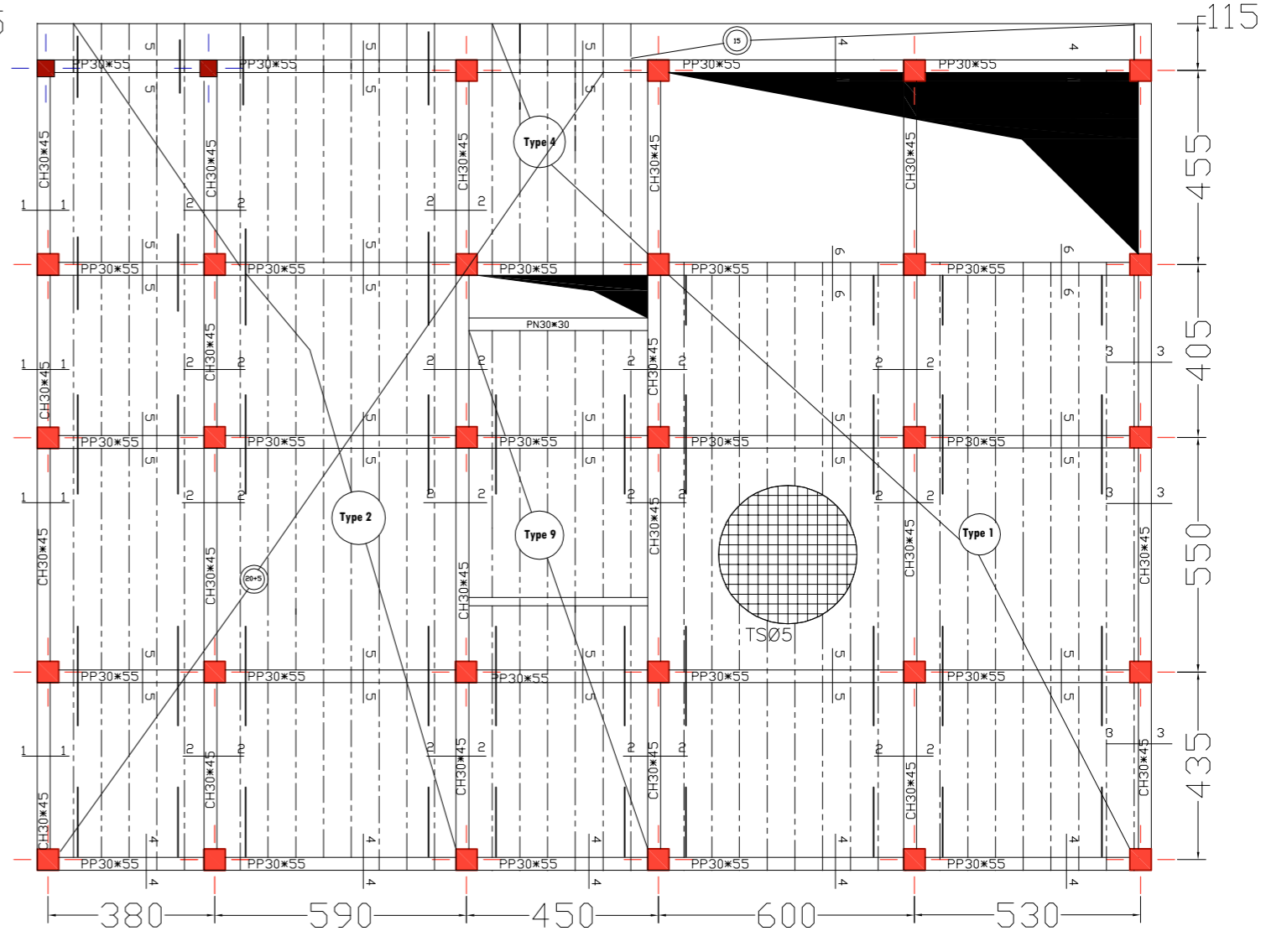


FACADE PRINCIPAL

# ANNEXE E



PLANCHER MEZZANINE



PLANCHER R.D.C

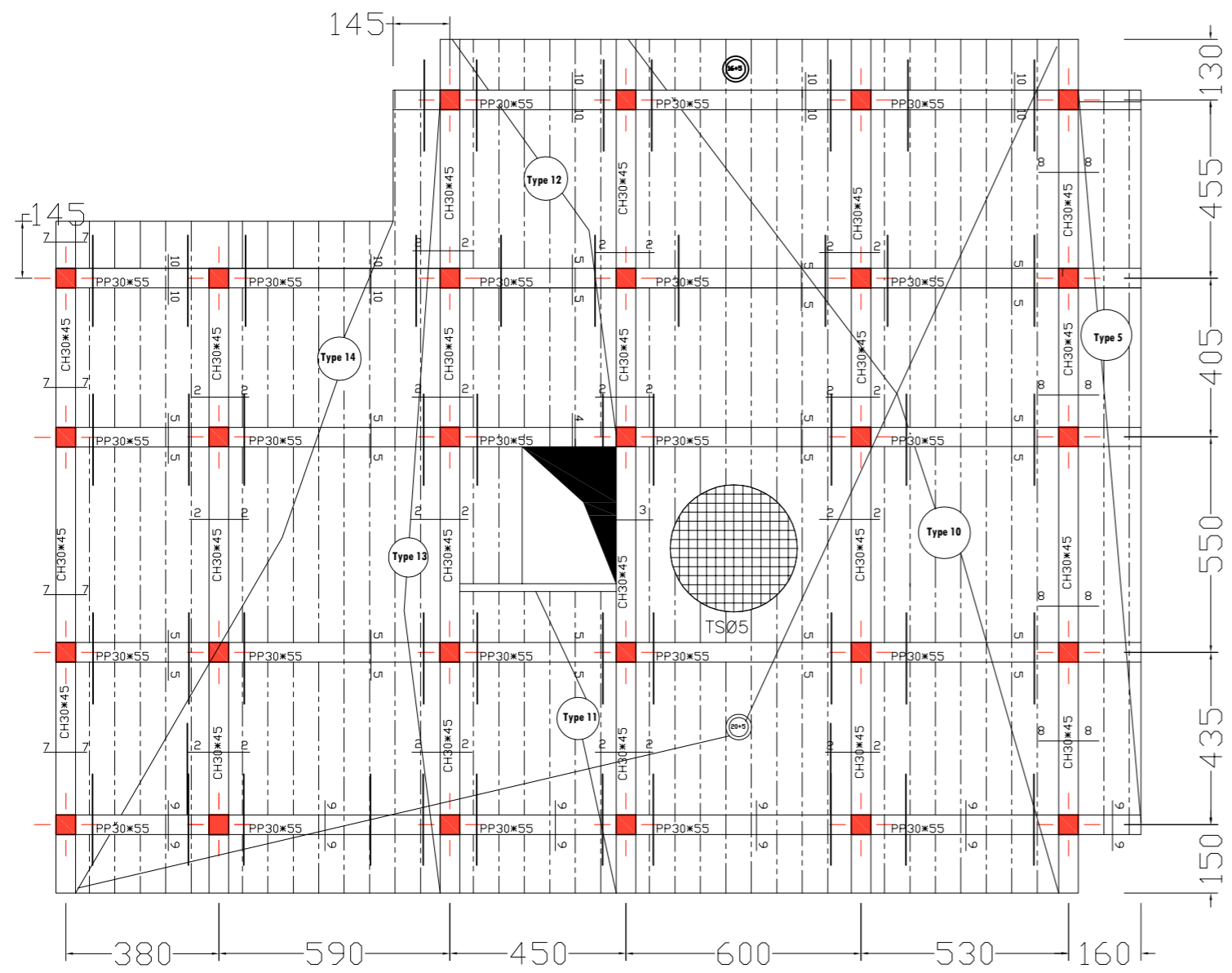
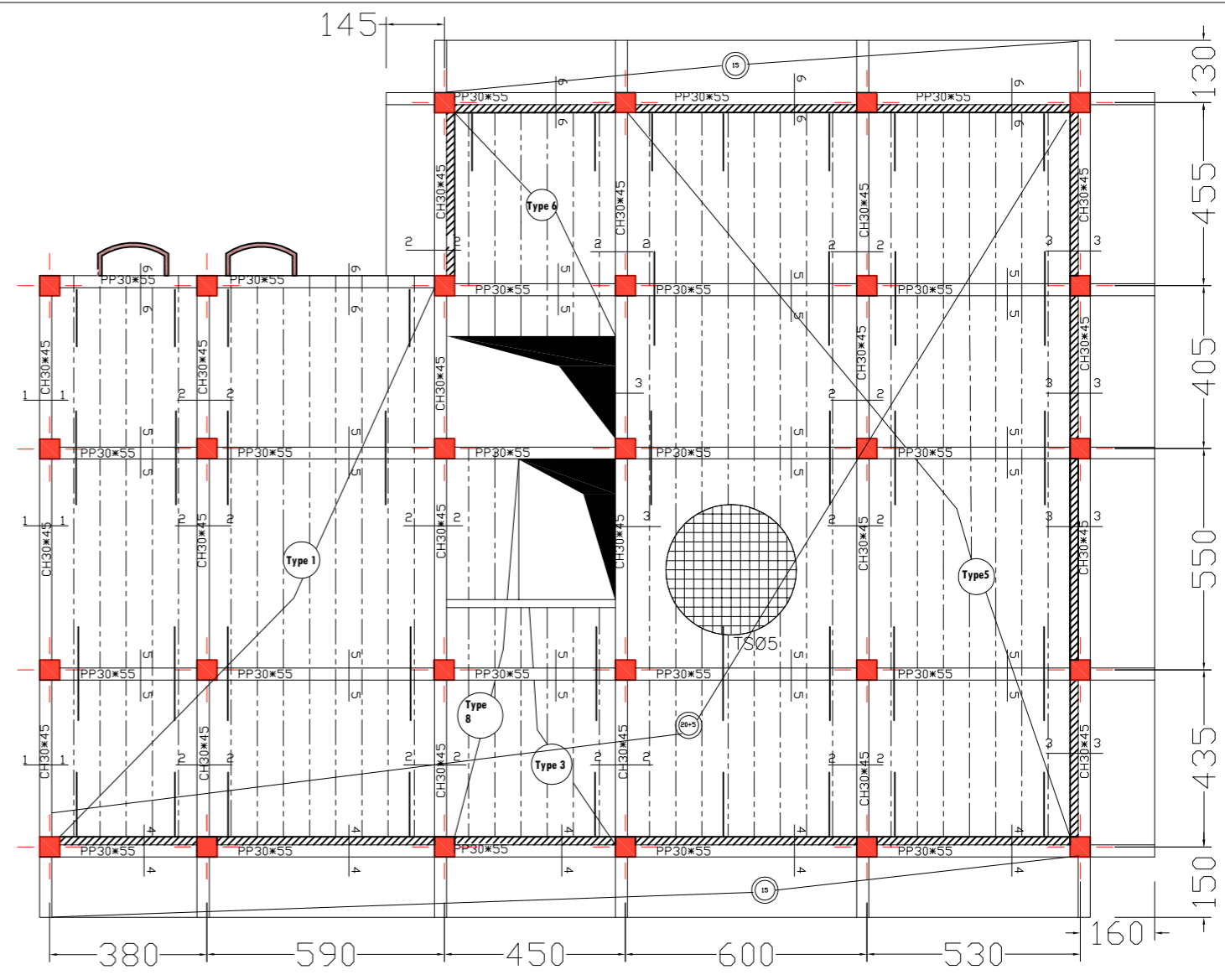
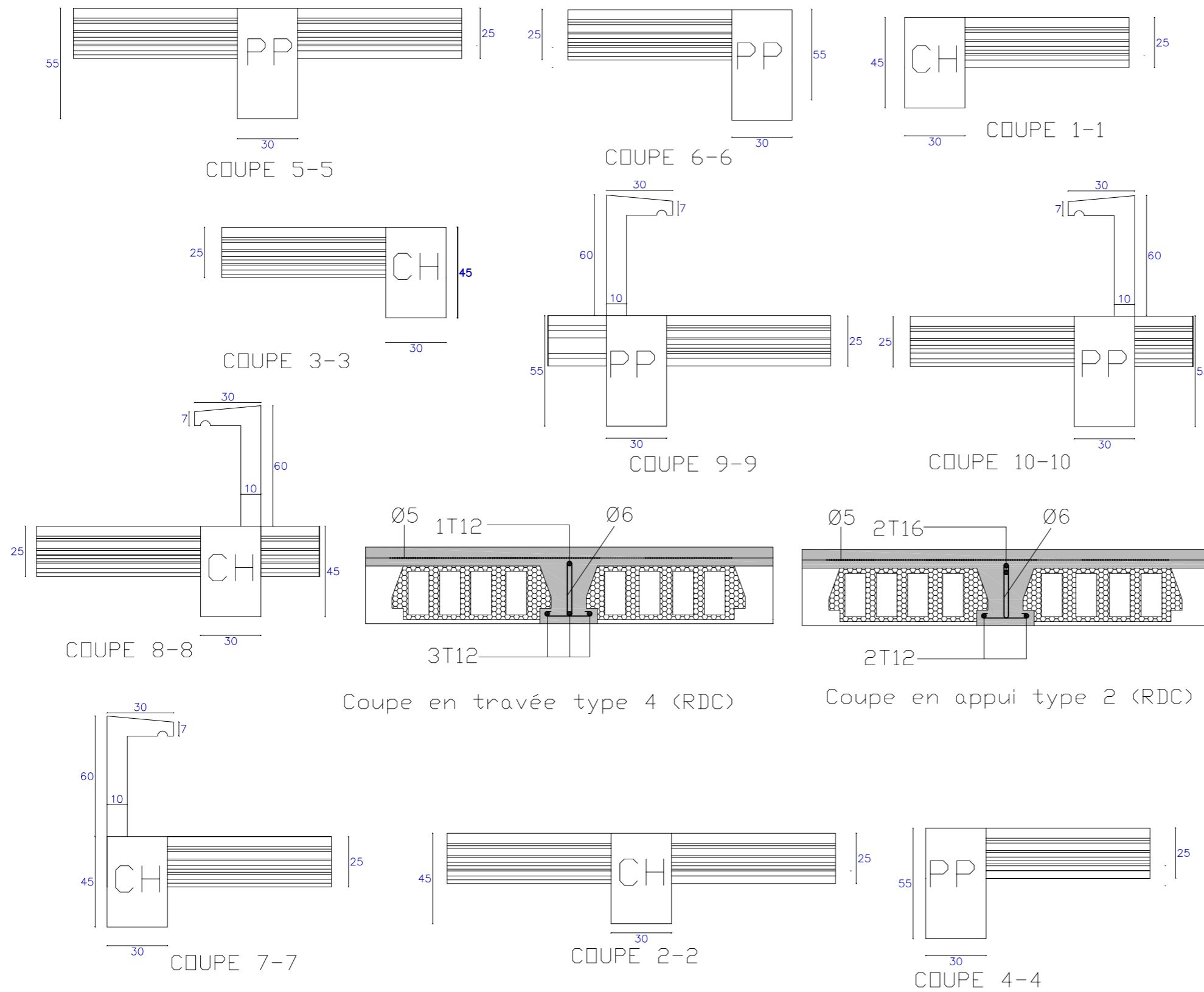


PLANCHE TERRASSE INACCESSIBLE



PLANCHER ETAGE COURANT



Niv	type	TRAV	
		Fer (cm <sup>2</sup> )	Longueur
RDC	1	2T12	12, 13,90 √12
	2	2T12	12, 19,60 √12
	4	3T12	12, 5,7 √12
	9	2T12	12, 12,35 √12
MEZ	2	2T12	12, 19,95 √12
	3	2T12	12, 6,15 √12
	7	2T12	12, 7,25 √12
	8	2T12	12, 9,85 √12
ETA	1	2T12	12, 13,90 √12
	3	2T12	12, 6,15 √12
	5	2T12	12, 18,45 √12
	6	2T12	12, 6,10 √12
TER	8	2T12	12, 9,85 √12
	5	2T12	12, 18,45 √12
	10	2T12	12, 21,25 √12
	11	2T12	12, 7,65 √12
	12	2T12	12, 9,90 √12
	13	2T12	12, 19,95 √12
	14	2T12	12, 16,85 √12

Niv	type	APP	
		Fer (cm <sup>2</sup> )	Longueur
RDC	1	1T14+1T16	2,13
	2	2T16	2,21
	4	1T12	1,15
	9	T12+T14	1,62
MEZ	2	1T14+1T16	2,25
	3	3T12	1,6
	7	2T12	1,63
	8	2T12	1,67
ETA	1	1T12+1T14	1,75
	3	2T12	1,26
	5	1T14+1T12	1,62
	6	1T12	1,13
TER	8	2T12	2,13
	5	2T12	1,09
	10	2T12	1,18
	11	2T12	1,16
	12	2T12	1,05
	13	2T12	1,12
	14	2T12	1,13

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
 Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -  
 Faculté de TECHNOLOGIE  
 Département de Génie Civil

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**  
 En : Génie Civil  
 Spécialité : Structure

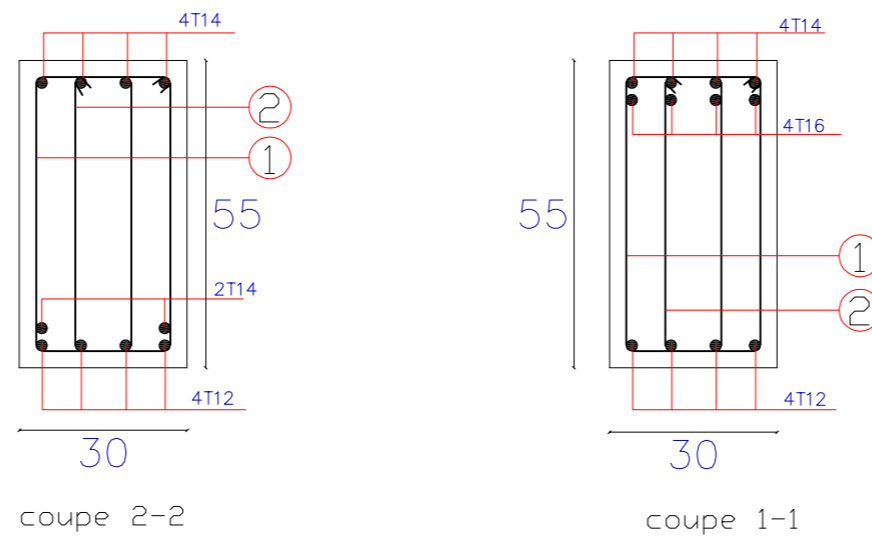
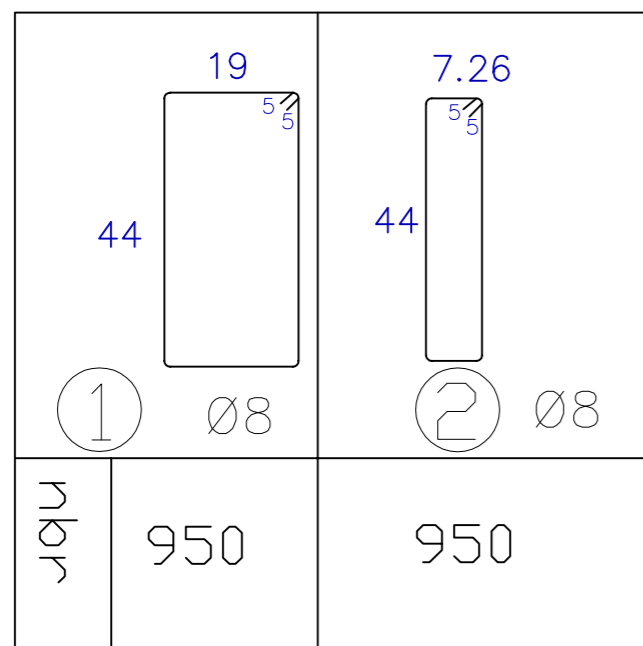
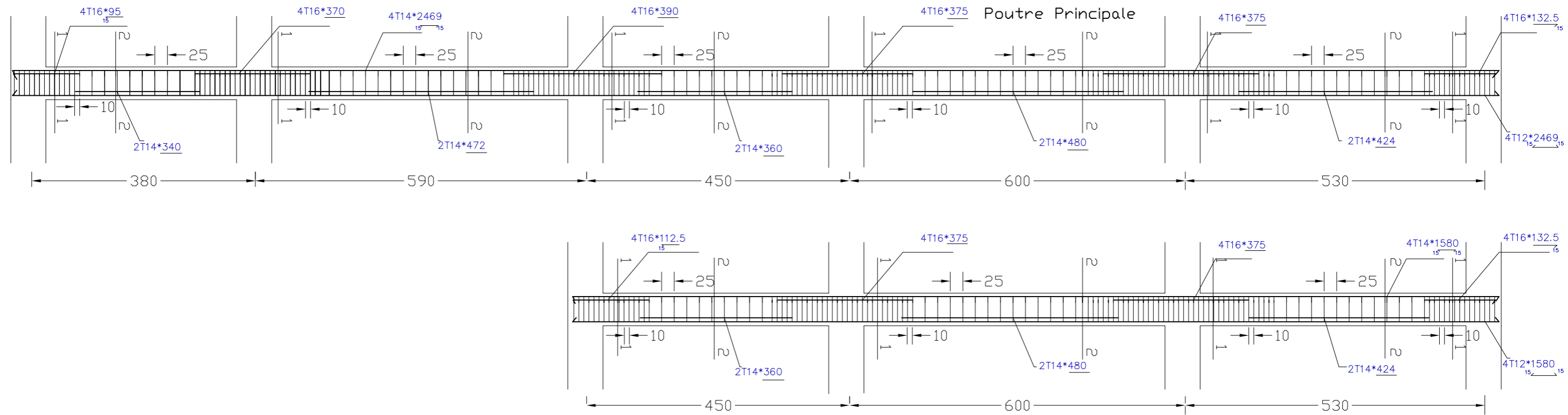
**REALISATION D'UN IMMEUBLE  
 EN R+13 AVEC SOUS SOL+MEZZANINE**

**TITRE :**  
 PLAN FERRAILLAGE ET COFFRAGE DE PLANCHER  
 Ech 1/21

**ENCADRE PAR**  
 Mr. HOUTI F.B  
 Mlle. MEDJAHED A

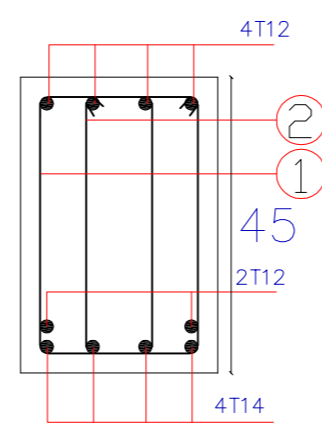
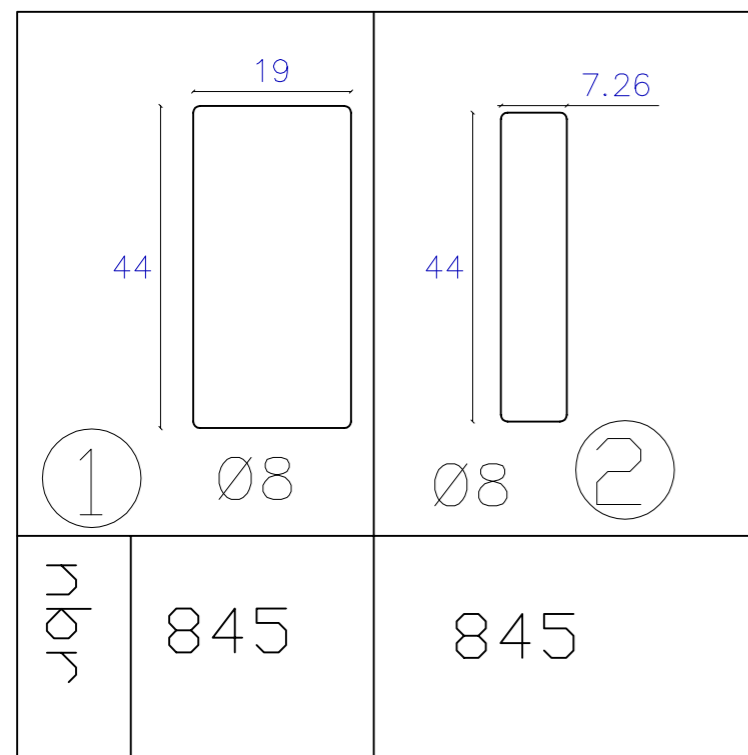
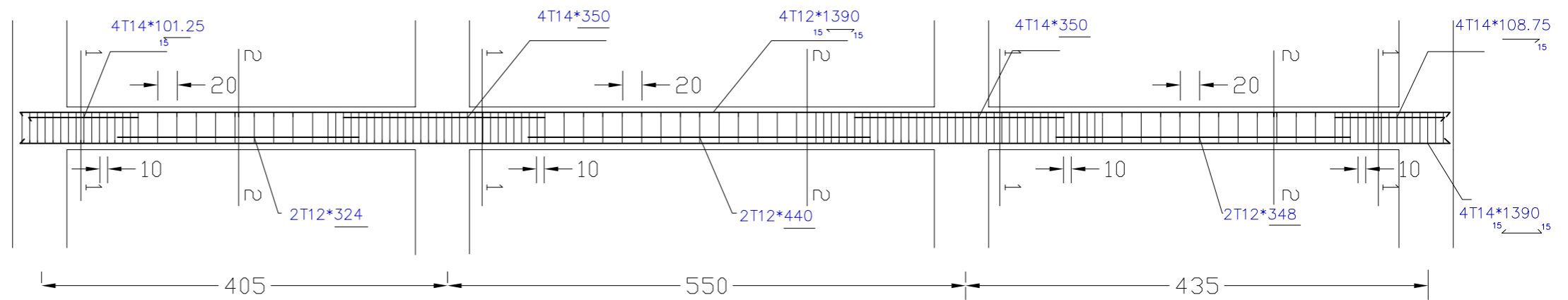
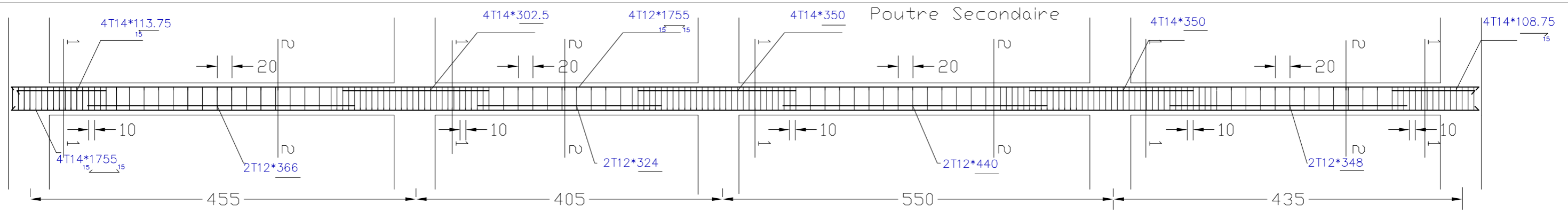
**PRESENTE PAR MESSIEURS**  
 DIB Mohammed  
 RAIS Ahmed

**PROMOTION**  
 2017/2018

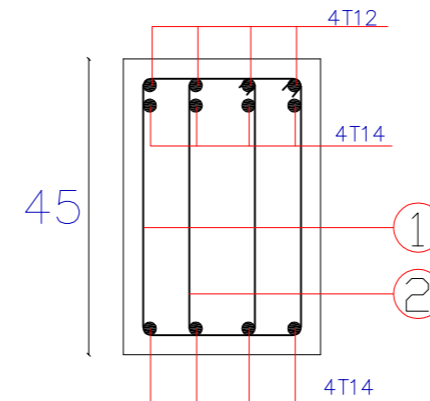


Poutre Principale

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen - Faculté de TECHNOLOGIE Département de Génie Civil
Présenté pour l'obtention du <b>diplôme de MASTER</b> En : Génie Civil Spécialité : Structure
<b>REALISATION D'UN IMMEUBLE          EN R+13 AVEC SOUS SOL+MEZZANINE</b>
<b>TITRE :</b> <b>PLAN FERRAILLE ET COFFRAGE DE POUTRE PP</b> Coupe longitudinale Ech 1/62.5 Coupe transversale Ech 1/14
<b>ENCADRE PAR</b> Mr. HOUTI F.B Mlle. MEDJAHED A <b>PRESENTE PAR MESSIEURS</b> DIB Mohammed RAIS Ahmed
PROMOTION 2017/2018



30  
coupe 2-2



30  
coupe 1-1

Poutre Secondaire

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
 Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -  
 Faculté de TECHNOLOGIE  
 Département de Génie Civil

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**  
**En : Génie Civil**  
**Spécialité : Structure**

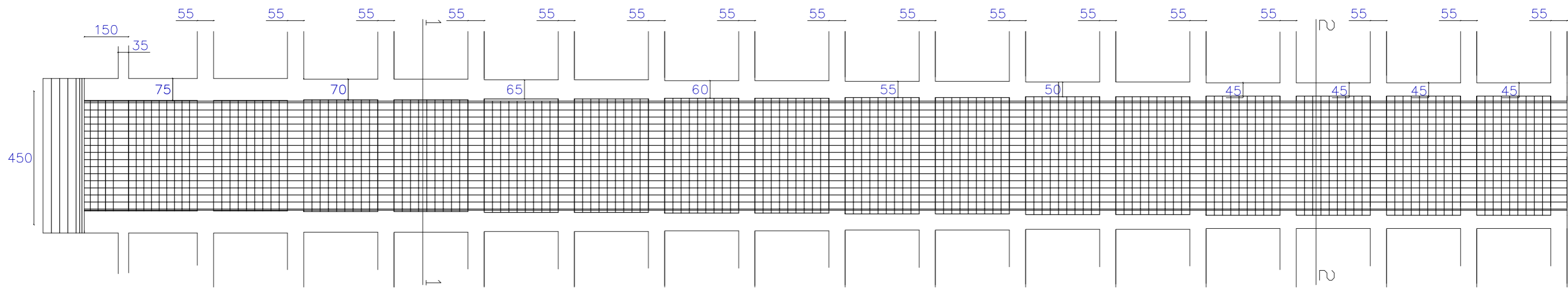
**REALISATION D'UN IMMEUBLE**  
**EN R+13 AVEC SOUS SOL+MEZZANINE**

**TITRE :**  
**PLAN FERRAILLAGE ET COFFRAGE DE POUTRE PS**  
 Coupe longitudinale Ech 1/62.5  
 Coupe transversale Ech 1/14

**ENCADRE PAR**  
 Mr. HOUTI F.B  
 Mlle. MEDJAHED A

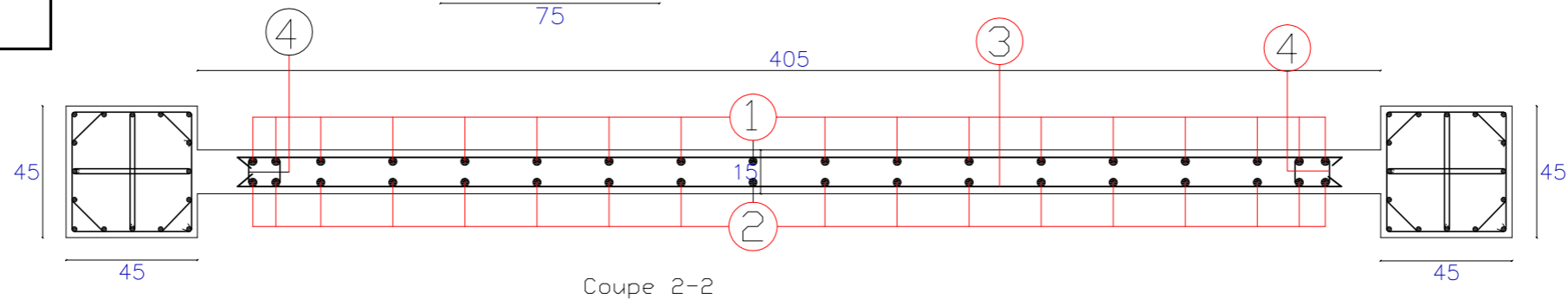
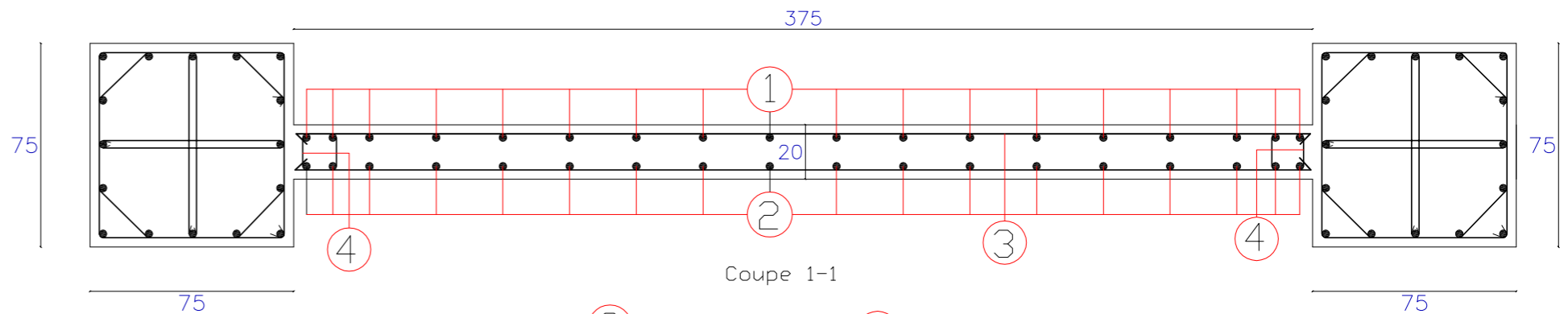
**PRESENTE PAR MESSIEURS**  
 DIB Mohammed  
 RAIS Ahmed

**PROMOTION**  
 2017/2018



voile	
n <sup>o</sup>	ferrailage cm <sup>2</sup> /ml
1	7T10
2	7T10
3	6T10
4	8

Longueur	
50.26	→ 27
50.26	→ 27
27	← 0.8 → 27



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
 Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -  
 Faculté de TECHNOLOGIE  
 Département de Génie Civil

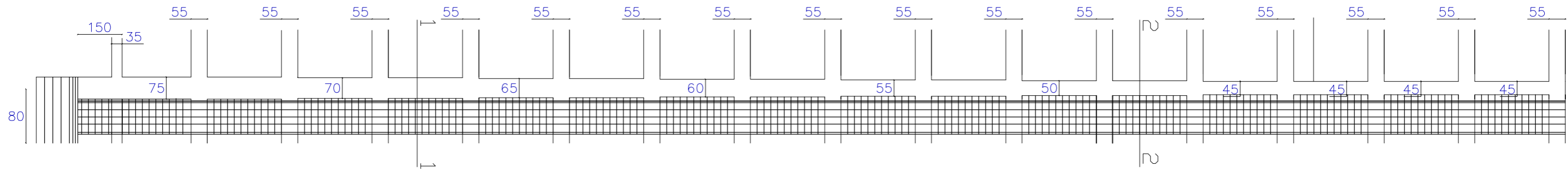
Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**  
 En : Génie Civil  
 Spécialité : Structure

**REALISATION D'UN IMMEUBLE**  
 EN R+13 AVEC SOUS SOL+MEZZANINE

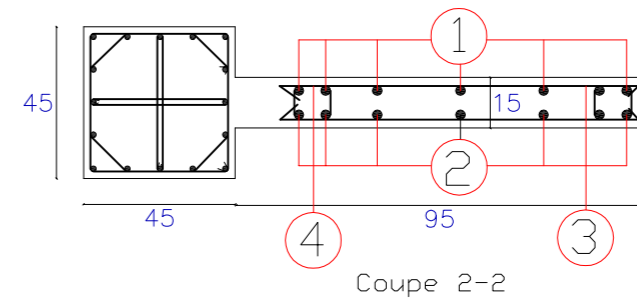
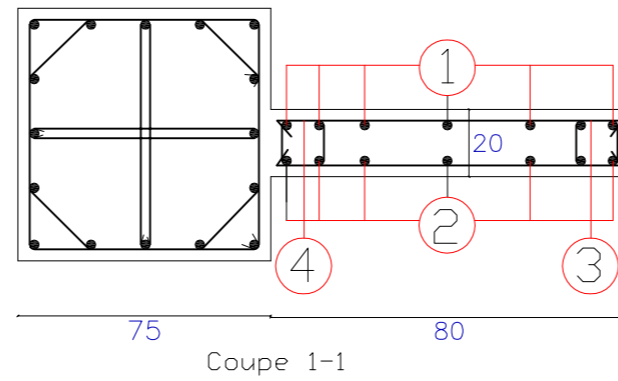
**TITRE :**  
 PLAN FERRAILAGE ET COFFRAGE DE VOILE TYPE 1  
 Coupe longitudinale Ech 1/127.5  
 Coupe transversale Ech 1/22

**ENCADRE PAR**  
 Mr. HOUTI F.B  
 Mlle. MEDJAHED A

**PRESENTE PAR MESSIEURS** PROMOTION  
2017/2018  
 DIB Mohammed  
 RAIS Ahmed



voile		Longueur
nmr	ferrailage cm <sup>2</sup> /ml	
1	7T10	50.26 → 27
2	7T10	50.26 → 27
3	6T10	27 ← 0.8 → 27
4	8	



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
 Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -  
 Faculté de TECHNOLOGIE  
 Département de Génie Civil

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**  
**En** : Génie Civil  
**Spécialité** : Structure

**REALISATION D'UN IMMEUBLE  
 EN R+13 AVEC SOUS SOL+MEZZANINE**

**TITRE :**  
**PLAN FERRAILAGE ET COFFRAGE DU VOILE TYPE 2**  
 Coupe longitudinale Ech 1/127.5  
 Coupe transversale Ech 1/22

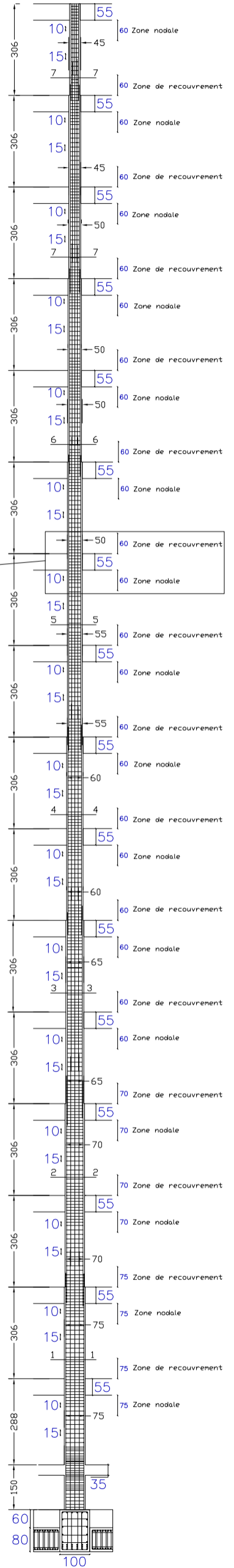
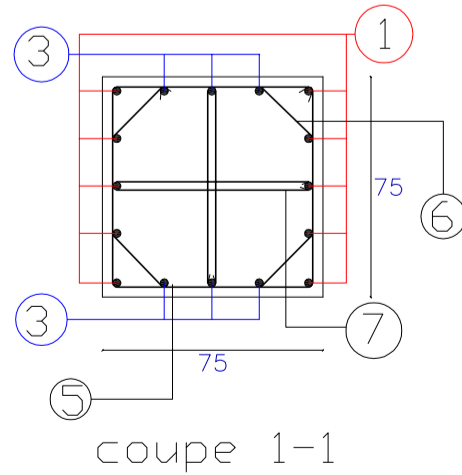
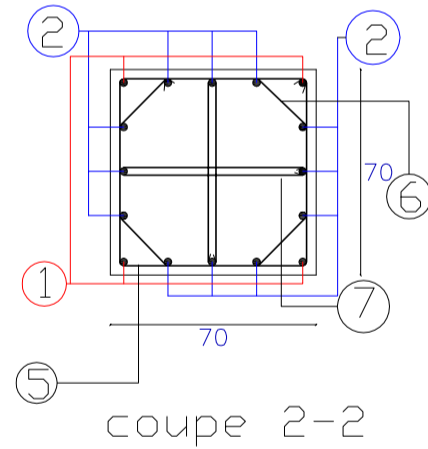
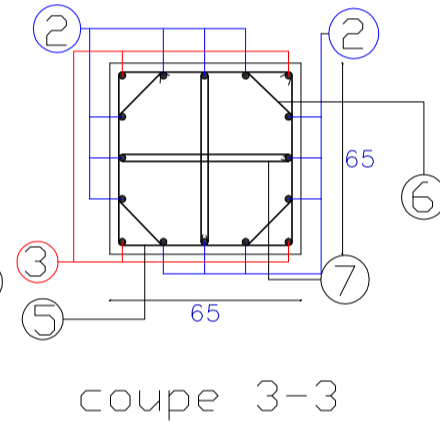
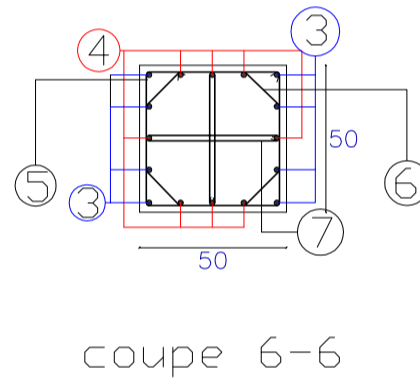
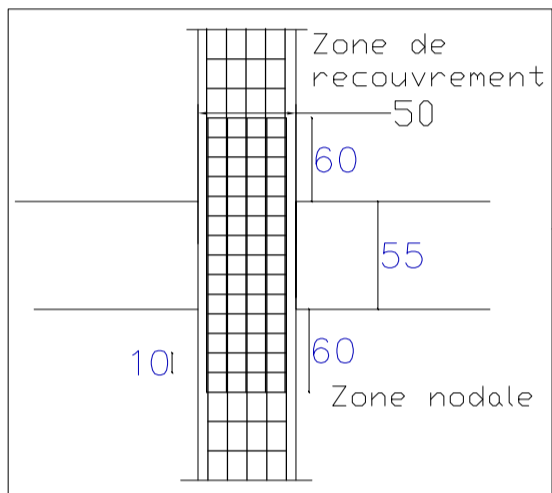
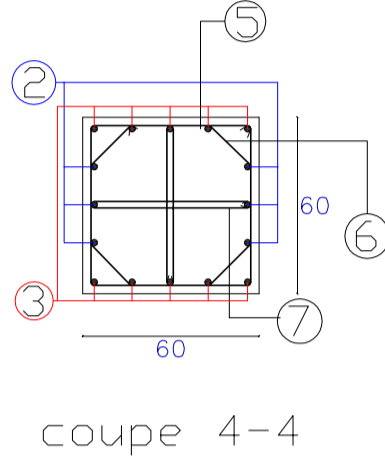
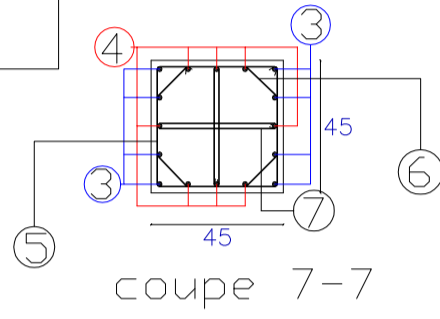
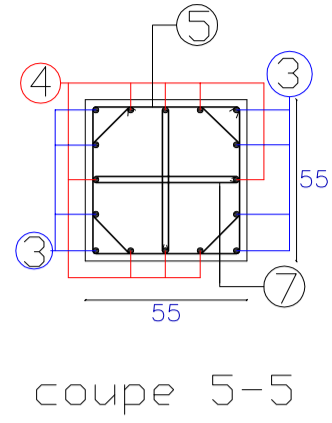
**ENCADRE PAR**  
 Mr. HOUTI F.B  
 Mlle. MEDJAHED A

**PRESENTE PAR MESSIEURS**  
 DIB Mohammed  
 RAIS Ahmed

**PROMOTION**  
 2017/2018

niveau 8 à 16	niveau 1 à 8	num
		5
		6
		7

	510
	510
	1020
	nbr



coupe	nmr	frre	Longueur
1-1	1	10T20	7.44 → 27
	3	3T14	7.44 → 27
2-2	1	4T20	6.12 → 27
	2	6T16	6.12 → 27
3-3	3	4T14	6.12 → 27
	2	6T16	6.12 → 27
4-4	3	10T16	6.12 → 27
	2	6T12	6.12 → 27
5-5	3	4T14	6.12 → 27
	4	8T12	6.12 → 27
6-6	3	4T12	6.12 → 27
	4	8T12	6.12 → 27
7-7	3	4T12	6.12 → 27
	4	8T12	6.12 → 27

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -  
Faculté de TECHNOLOGIE  
Département de Génie Civil

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**  
En : Génie Civil  
Spécialité : Structure

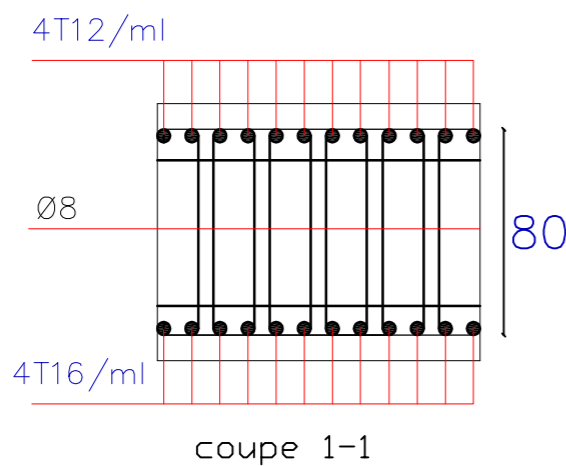
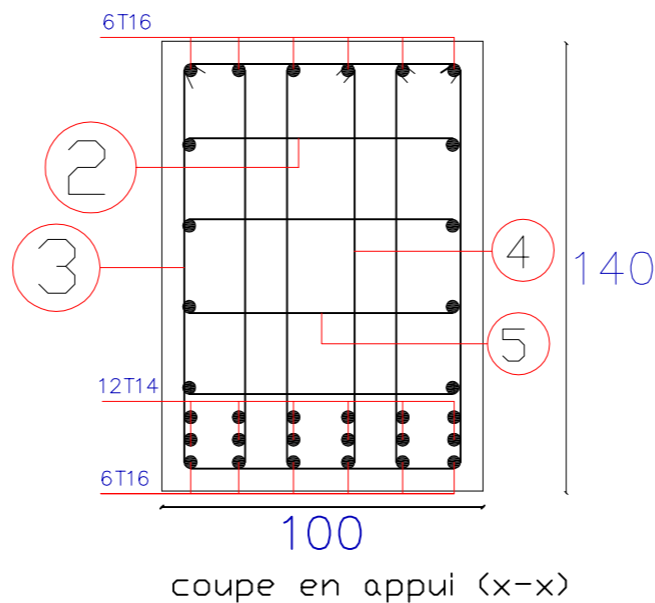
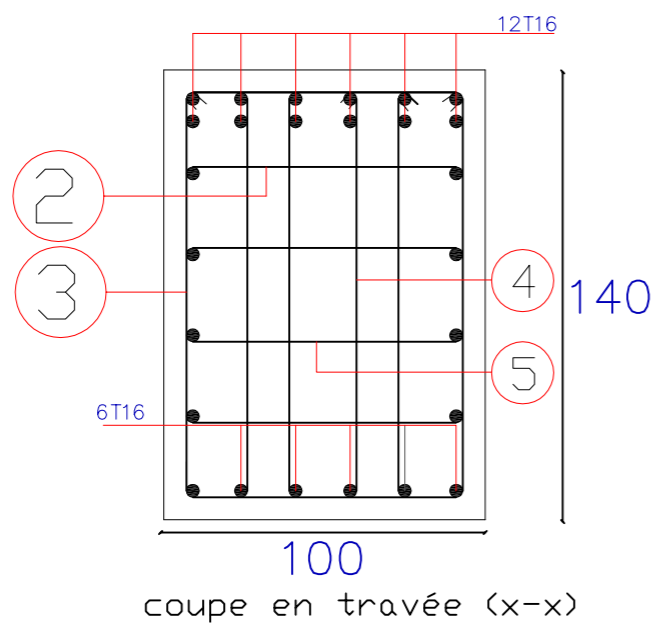
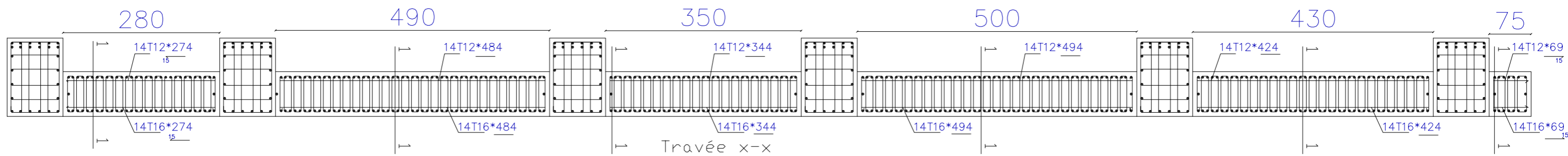
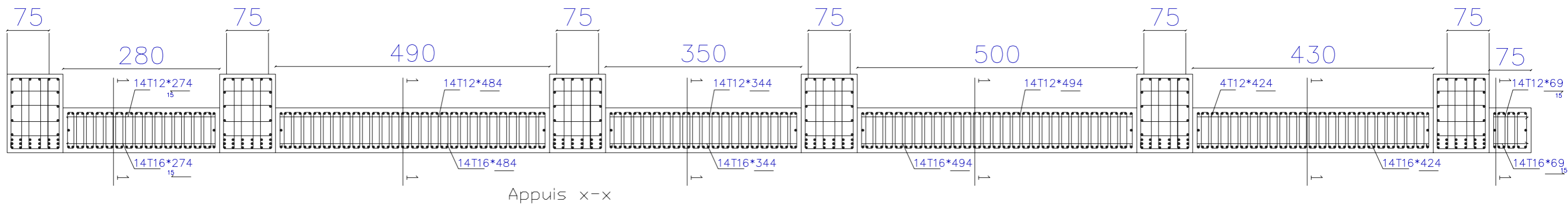
**REALISATION D'UN IMMEUBLE  
EN R+13 AVEC SOUS SOL+MEZZANINE**

**TITRE :**  
PLAN FERRAILLAGE ET COFFRAGE DE POTEAU  
Coupe longitudinale Ech 1/130  
Coupe transversale Ech 1/23

**ENCADRE PAR**  
Mr. HOUTI F.B  
Mlle. MEDJAHED A

**PRESENTE PAR MESSIEURS**  
DIB Mohammed  
RAIS Ahmed

PROMOTION  
2017/2018



	dalle	nervure			
	13	94	21	94	94
	74	134	134	94	90
	① Ø8	③ Ø8	④ Ø8	⑤ Ø8	② Ø8
nb	1225	2763	2763	2763	2763

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -  
Faculté de TECHNOLOGIE  
Département de Génie Civil

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**  
En : Génie Civil  
Spécialité : Structure

REALISATION D'UN IMMEUBLE  
EN R+13 AVEC SOUS SOL+MEZZANINE

TITRE :

PLAN FERRAILLAGE ET COFFRAGE DE FONDATION (x-x)  
Coupe longitudinale Ech 1/75.5  
Coupe transversale Ech 1/23

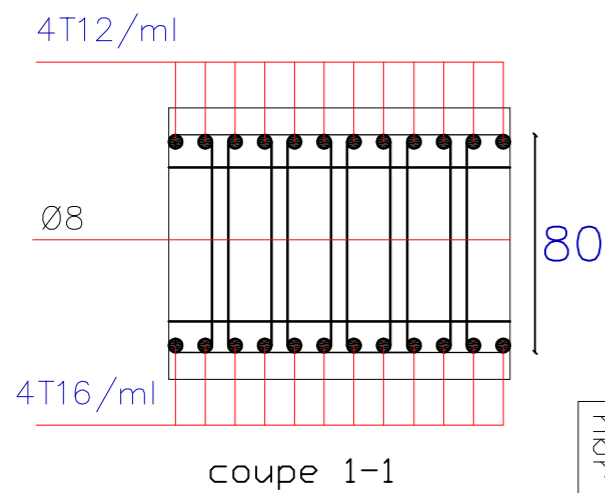
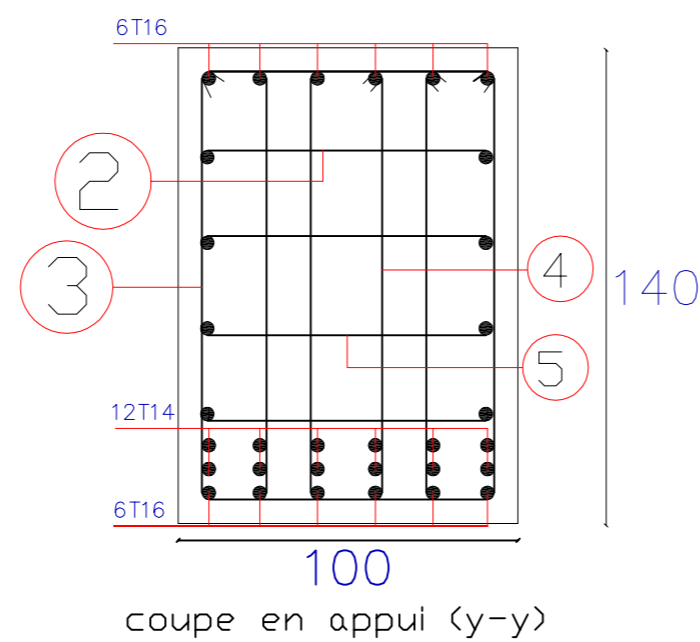
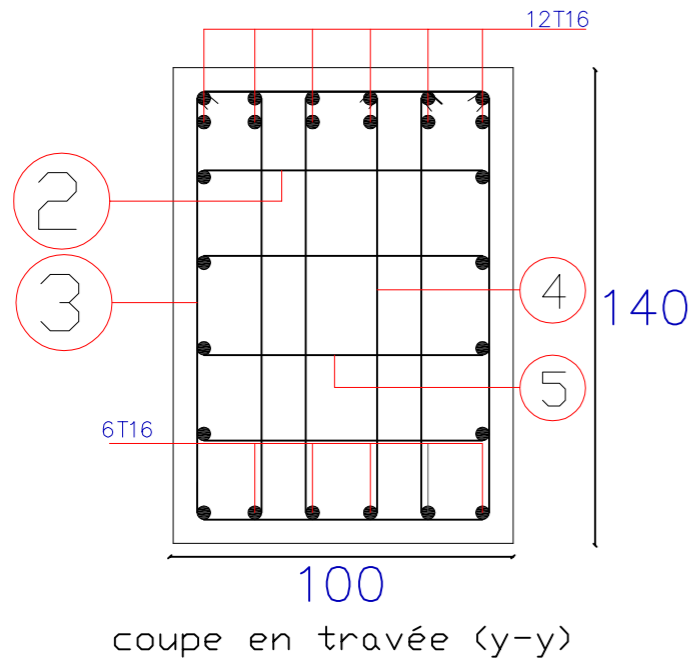
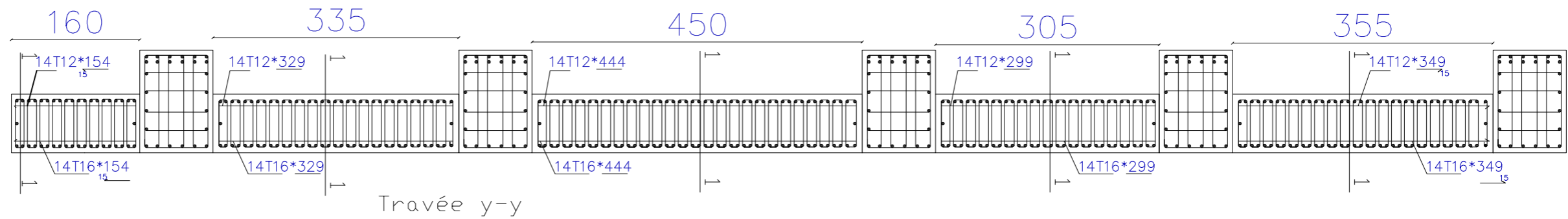
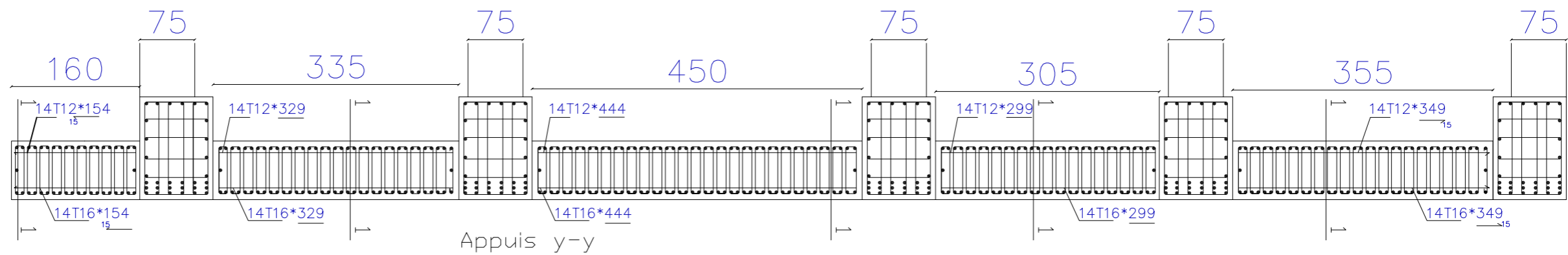
ENCADRE PAR

Mr. HOUTI F.B  
Mlle. MEDJAHED A

PRESENTE PAR MESSIEURS

PROMOTION  
2017/2018

DIB Mohammed  
RAIS Ahmed



	dalle	nervure			
	13 74	94 134	21 134	94 30	94 90
	① Ø8	③ Ø8	④ Ø8	⑤ Ø8	② Ø8
mq	1225	2763	2763	2763	2763

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -  
Faculté de TECHNOLOGIE  
Département de Génie Civil

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**  
En : Génie Civil  
Spécialité : Structure

REALISATION D'UN IMMEUBLE  
EN R+13 AVEC SOUS SOL+MEZZANINE

TITRE :

PLAN FERAILLAGE ET COFFRAGE DE FONDATION (y-y)  
Coupe longitudinale Ech 1/75.5  
Coupe transversale Ech 1/23

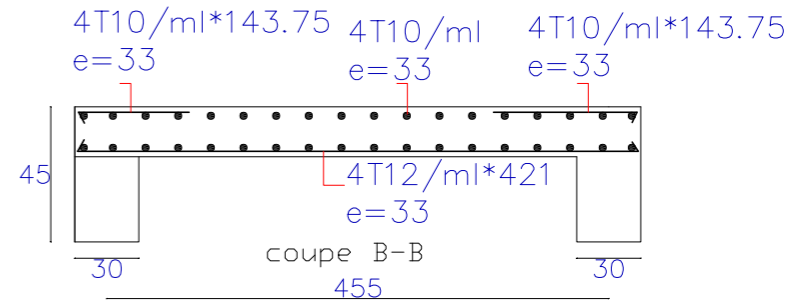
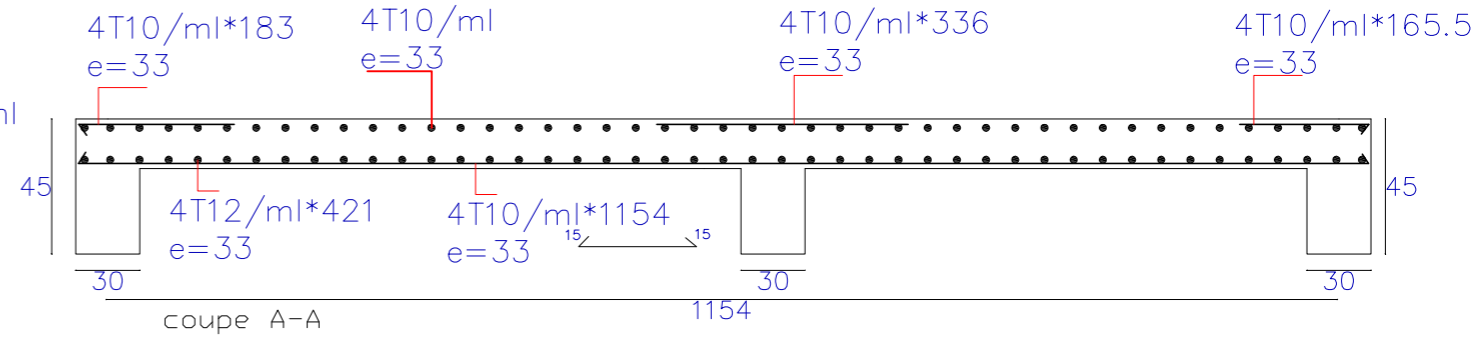
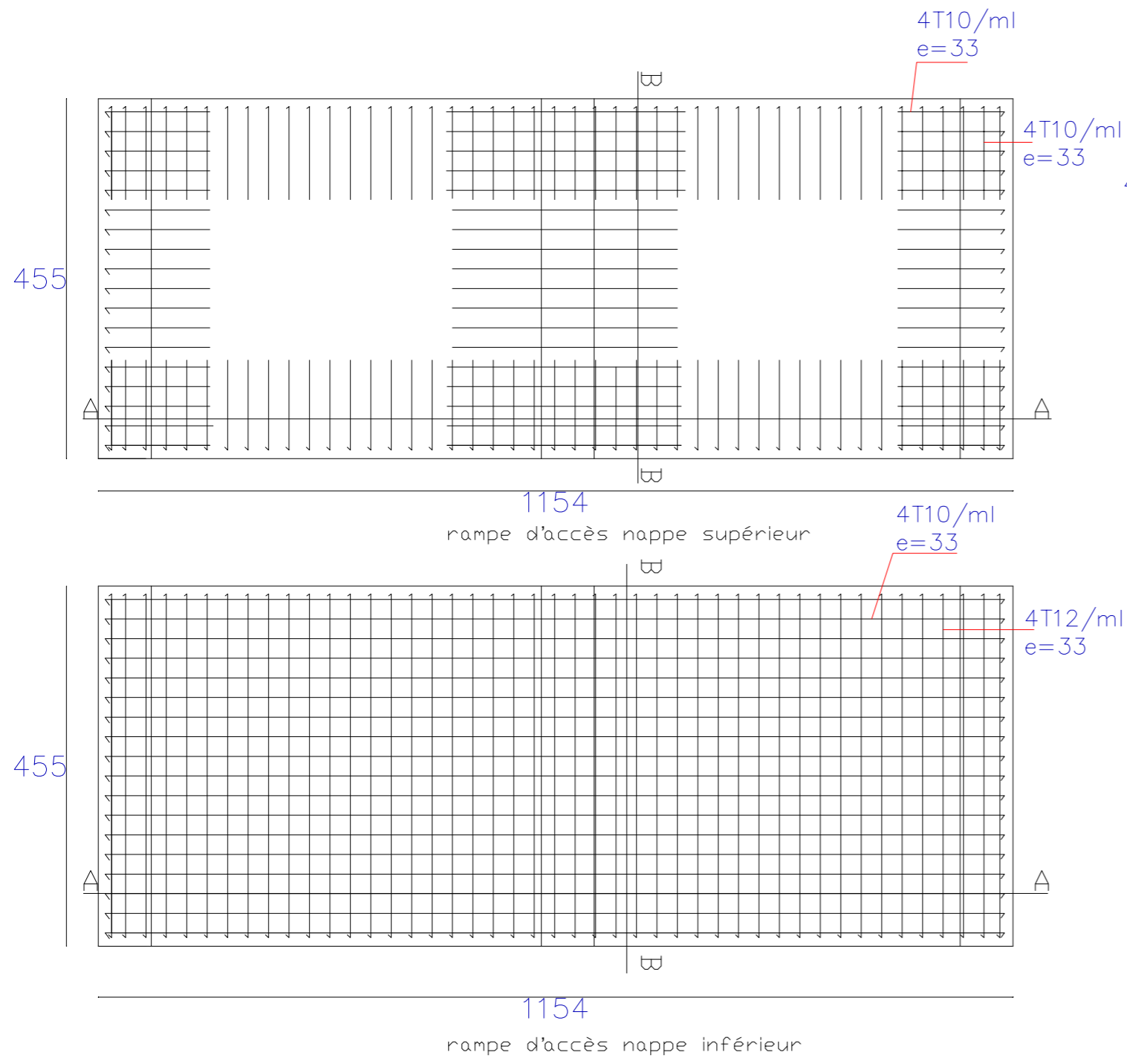
ENCADRE PAR

Mr. HOUTI F.B  
Mlle. MEDJAHED A

PRESENTE PAR MESSIEURS

PROMOTION  
2017/2018

DIB Mohammed  
RAIS Ahmed



<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>	
<b>MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE</b> Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen - Faculté de TECHNOLOGIE Département de Génie Civil	
Présenté pour l'obtention du <b>diplôme de MASTER</b> <b>En : Génie Civil</b> <b>Spécialité : Structure</b>	
<b>REALISATION D'UN IMMEUBLE</b> <b>EN R+13 AVEC SOUS SOL+MEZZANINE</b>	
<b>TITRE :</b>	<b>PLAN FERRAILLAGE ET COFFRAGE DE LA RAMPE D'ACCES</b> Coupe longitudinale Ech 1/71 Coupe transversale Ech 1/31.25
<b>ENCADRE PAR</b>	Mr. HOUTI F.B Mlle. MEDJAHED A
<b>PRESENTE PAR MESSIEURS</b>	<b>DIB Mohammed</b> <b>RAIS Ahmed</b>
	PROMOTION 2017/2018

