

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE ABOU-BEKR BELKAID-TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme De Master en génie Civil
Option : Structures

Thème :

**ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT
EN BETON ARME A AIN TEMOUCHENT
(SS+R+9)**

Présenté le 25 Juin 2018 par :

**OURAIBA Mohammed
KERRIS Oussama**

Devant le jury composé de :

Président :	M _{me} .BOURABAH M. I.
Encadrant :	Mr. HASSAINE N.
Encadrant :	M _{me} . EL HOUARI N.
Examinatrice :	M _{me} .SAIL L.
Examinatrice :	M _{me} .GHEZALI S.

Année Universitaire 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de Mon cœur, ma vie et mon bonheur, maman que j'adore.

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, mon père.

A mes deux frères Aboubakre et Mohammed et mes deux chères sœurs Cherifa et Amina et mes belles sœurs Razkia et Loubna pour leur encouragement et leurs soutien moral.

A toute la famille KERRIS et la famille SALAH sans exception.

A mon cher binôme OURAIBA MOHAMMED.

A mes chers amis Anis , Djallal, Yassine , Anes , Wiam , Kacem, Abdelhak , Walid ,Samy et Ilyes .

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnaient durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude , Sœurs et frères de cœur et toute la promotion M2 GC 2017/2018 d'université de Tlemcen.

A tous mes enseignants et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

Kerris oussama

Dédicaces

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de Mon coeur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, mon père allah yarahmou.

A mon frère Samir et mes chères soeurs Soumia et Imane pour leur encouragement et leurs soutien moral.

A toute la famille OURAIBA et la famille CHABANE sans exception

A mon cher binôme KERRIS OUSSAMA.

A mes chers amis Zaki , Amine , Youcef , Anes , Wiam , Kacem, Mohammed , Boumedién , Ilyes, Abd el ileh, hichem , Mahdi , Karim et Oussama .

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude, Soeurs et frères de coeur, toi Ali , Yassine , houari , hanane , hayet, Ahlem , Karim , Riad , Mohammed , hamel .et toute la promotion M2 GC 2017/2018 de l'université de Tlemcen.

A tous mes enseignants et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

OURAIBA Mohammed

Remerciements

Nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Nous remercions en premier lieu nos parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant la réalisation du mémoire.

Nous remercions en deuxième lieu nôtres encadreurs Mr HASSAINE, et Mme BOUCIF qui ont acceptés de suivre ce travail et ont consacré leurs temps pour nous guider avec beaucoup de gentillesse par leurs expériences et leurs conseils judicieux.

Nous remercions aussi tous les membres du jury Mme BOURABAH, Mme SAIL et Mme GHEZALI d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à ce projet.

Un autre remerciement est réservé à Mr BENAMAR et Mr HAMZAOUI de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

Nous remercions Mr HADDJERI Abderrahmane (BET CEC) de nous avoir aidés à réaliser ce travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants du département de génie civil qui ont participé à notre formation.

En fin nous profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenues de près ou de loin principalement à tous l'effectif du groupe structure M2 GC.

RESUME

Ce projet de fin d'étude présente une étude détaillée d'un bâtiment à multiples usages constitué d'un sous-sol, un rez-de-chaussée et 9 étages.

La structure est implantée dans la wilaya d'Ain Temouchent, zone de sismicité moyenne (zone IIA).

Notre étude se compose de deux parties principales :

La première consiste à étudier le côté technique c'est à dire la conception et l'étude de la structure.

La deuxième partie consiste à étudier la partie managériale et économique dans le but d'estimer le cout global de ce projet et le délai de réalisation.

La première partie est divisée en plusieurs chapitres :

- ❖ L'introduction et la description des éléments de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés (béton, acier).
- ❖ La descente des charges et le pré-dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles)
- ❖ L'étude des éléments secondaires (poutrelles, escalier, acrotère, balcon, ascenseur, dalle pleine).
- ❖ L'étude dynamique du bâtiment pour choisir le système de contreventement et de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements à fin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « Etabs »
- ❖ L'étude des éléments résistants de la structure (poteau, poutre, voile, radier général).

La deuxième partie a permis de mettre en évidence un aspect important concernant La réduction des délais et des couts.

Les calculs ont été effectués conformément aux règlements : RPA99V2003, CBA93. et BAEL91.

Mots clés :

Bâtiment, béton armé, SAP2000, RPA99V2003, BAEL91, CBA93, un projet, management De projet, MS Project, Etabs.

SUMMARY:

This project of the end of study introduces a detailed study this of a building with mixed usage constituted by a basement, a ground floor and 9 floors. Structure is established in the city of Ain Temouchent, zone of medium seismicity (zone II a). Our study is made up of two main parts:

The first one consists in studying the technical side that is conception and study of structure. The second part consists in studying the managing and economic part with the intention of estimating the total cost of this plan and the delay of realization.

The first part is made up in several stages:

- ❖ Introduction and description of the elements of structure as well as characteristics of materials used (concrete, steel).
- ❖ The descent of expenses and meadow-sizing of the structural elements (posts, beams, veils)
- ❖ The study of the secondary elements (girders, staircase, acroterion, balcony, lift, full slab).
- ❖ The dynamic study of the building to choose the system of bracing and to determine different solicitations due to loads at the end to assure the stability of structure by using software «Etabs»
- ❖ The study of the resistant elements of structure (post, beam, veil, remove general).

The second part allowed to highlight a concerning important aspect the reduction of delays and of cost.

Calculations were performed according to the Algerian regulations: RPA99V2003, CBA93 and BAEL91.

Key words:

Building, reinforced concrete, SAP2000, RPA99V2003, BAEL91, CBA93, a plan, management of plan, MS Project, Etabs

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مفصلة لبناية سكنية و تجارية تتألف من طابق تحت أرضي، طابق أرضي+9 طوابق بولاية عين تموشنت المنطقة الزلزالية IIA

تنقسم هذه الدراسة إلى مرحلتين:
الأولى تتضمن الجانب التقني و الثانية تتضمن الجانب المالي و الأجل لإنجاز المشروع

المرحلة الأولى تنقسم إلى عدة محاور

- ❖ مقدمة ووصف عناصر البناية و كذلك مواد البناء (الخرسانة و الفولاذ)
- ❖ معالجة نزل الحمولات و كذلك أبعاد العناصر المكونة للمبنى
- ❖ حساب مختلف الروافد و العناصر الثانوية مثل المسند، المدرجات
- ❖ الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج Etabs
- ❖ حساب تسليح العناصر المقاومة للبناية، الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات

المرحلة الثانية تمكنا من تحديد تكاليف و أجال المشروع باستعمال برنامج MS Project

الكلمات المفتاحية :

بناء ، الخرسانة المسلحة ، SAP2000 ، RPA99V2003 ، BAEL91 ، CBA93 ، مشروع ،
إدارة المشاريع ، MS Project ، Etabs

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Généralités

I.1.Introduction générale :.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.2.1.Caractérisation de la structure :.....	2
I.2.2.Données du site :.....	2
I.3.Hypothèses de calcul :.....	2
I.4.Caractéristiques géotechniques du sol :.....	2
I.5. Conception de la structure du bâtiment :.....	2
I.5.1.structure de contreventement :.....	2
I.5.2.plancher :.....	3
I.5.3. Maçonnerie :.....	4
I.5.4.escalier :.....	4
I.5.5. Revêtement :.....	4
I.6. Caractéristique des matériaux:.....	5
I.6.1.Le béton.....	5
I.6.2.L'acier :.....	8

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente de charge

II.1.Pré dimensionnement :	10
II.1.1.Pré dimensionnement des planchers :.....	10
II.1.2.Pré dimensionnement des poutres :.....	11
II.1.3.Pré dimensionnement des poteaux :.....	14
II.1.4.Pré dimensionnement des voiles :.....	17
II.2.Descente des charges :.....	18
II.2.1.plancher terrasse (inaccessible) :.....	18
II.2.2.plancher étage courant :.....	19
II.2.3.plancher RDC (à usage commercial)	19
II.2.4.Maçonnerie :	19

II.2.5.ascenseur :	20
II.2.6.Balcon :	20
II.2.7.Acrotères :	20

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction :	21
III.2.Etude du plancher à corps creux :	21
III.2.1.Types de poutrelles :	21
III.2.2.La charge appliquée sur les poutrelles :	23
III.2.3.Determination des efforts internes :	23
III.2.4.tableaux récapitulatifs des moments fléchissants et des efforts tranchants agissant dans les poutrelles :	36
III.2.5.Determination du ferrailage des poutrelles :	37
III.2.5.Ferrailage de la dalle de compression :	45
III.3.Etude de l'acrotère	46
III.3.1.Introduction :	46
III.3.2.Etude de l'acrotère :	46
III.3.2.1.Evaluation des charges :	46
III.3.2.2.Calculs des sollicitations :	47
III.3.2.4 détermination du ferrailage :	48
III.4.Etude de Balcon :	52
III.4.1.Introduction :	52
III.4.2.Types de balcons :	52
III.4.2.1. Descente de charges.....	53
III.4.2.2.calcul du ferrailage :	55
III.5.Etude d'escalier :	60
III.5.1.Définition :	60
III.5.2.Pré dimensionnement :	60
III.5.3.Descente des charges :	62
III.5.4.Les types d'escaliers.....	63

III.5.5. Combinaisons d'action :.....	64
III.5.6. Calcul des moments fléchissants et effort tranchants :.....	64
III.5.7. Calcul du ferrailage :.....	69
III.6. Etude de la poutre palière :.....	74
III.7. Etude de l'ascenseur	83
III.7.1. Introduction :.....	83
III.7.2 .Pré dimensionnement :.....	84
III.7.3 .Descentes des charges :.....	85
III.7.4 .Le ferrailage :.....	86

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	91
IV.2. Objectif de l'étude dynamique :.....	91
IV.3. Méthodes de calculs :.....	92
IV.3.1. Méthode statique équivalente :.....	92
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :.....	92
IV.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse :.....	92
IV.5. Méthode modale spectrale :.....	96
IV.6. Calcul des forces sismiques :.....	97
IV.7. Vérification du coefficient de comportement R :.....	98
IV.8. Résultante des forces sismiques de calcul :.....	98
IV.9. Vérification des déplacements :.....	99
IV.10. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble :.....	100

CHAPITRE V : Etude des éléments porteurs

V.1. Les combinaisons de calcul :.....	102
V.2.1. Les résultats des sollicitations donnés par ETABS :.....	104
V.3. Calcul des poutres :.....	111
V.3.1. Les résultats des sollicitations donnés par ETABS :.....	112

V.3.2.Calcul du ferrailage :.....	112
V.4.Calcul des voiles de contreventement :.....	119
V.4.1.Armatures verticales :.....	119
V.4.2.Vérification à l'effort tranchant :.....	121

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Etude de fondation :.....	122
VI.1.1.Introduction :.....	122
VI.1.2.Choix du type de fondations :.....	122
VI.1.3.Les différentes sollicitations :.....	124
VI.1.4.Calcul du ferrailage :.....	126
VI.2.Calcul du voile périphérique :.....	129
VI.2.1.Introduction :.....	129
VI.2.2.Dimensionnement des voiles :.....	129
VI.2.3.Evaluation des charges et surcharges :.....	129
VI.2.4.Ferrailage du voile.....	130

CHAPITRE VII : Management du projet

VII.1.Introduction.....	132
VII.2.management d'un projet	132
VII.2.1.projet	132
VII.2.2. Le cycle de vie d'un projet	133
VII.2.3. Les différents intervenants du projet:.....	134
VII.2.4. Les objectifs du projet:.....	135
VII.2.5. Classification des Projets par type:.....	135
VII.2.6.Les phases d'un projet :.....	136
VII.2.6.1.Phase de conception :.....	136
VII.2.6.2.Phase de Planification :.....	136
VII.2.6.3.Phase de Réalisation :.....	136
VII.2.6.4. Phase de Terminaison	136

VII.3. Les rôles du manager :.....	137
VII.3.1.organiser :.....	137
VII.3.2.animer :.....	137
VII.3.3.Motiver :.....	137
VII.3.4.Communiquer :.....	138
VII.3.5.Faire faire	138
VII.3.6.Gérer :.....	138
VII.3.7.Analyser :.....	139
VII.3.8.Décider :.....	139
VII.3.9.Prévoir :.....	139
VII.4. Le Management des Couts du Projet :.....	139
VII.4.1. Estimations des couts	140
VII.4.2. Budgétisation:.....	140
VII.4.3. Maîtrise des coûts :.....	141
VII.5. Le Management des délais du Projet :.....	143
VII.5.1 Identification des activités :.....	144
VII.5.2 Séquencement des activités :.....	145
VII.5.3. Estimation des ressources aux activités.....	146
VII.5.4. Estimation de la durée des activités:.....	147
VII.5.5. Elaboration de l'échéancier:.....	147
VII.5.6. Maitrise de l'échéancier:.....	148
VII.6.Etude économique :.....	148
VII.7.conclusion :.....	149

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE-A-

ANNEXE-B-

ANNEXE-C-

NOTATIONS

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité

E : Charge accidentelle

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

I_x, I_y : Moment d'inertie

Z : Bras de levier

E_{ij} : Module d'élasticité instantané

E_{vj} : Module d'élasticité différé

E_s : Module d'élasticité de l'acier

C_p : Facteur de force horizontal

B_r : Section réduite

M : Moment fléchissant

N : Effort normal

T : effort tranchant

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite service

M_{trav} : Moment en travée

M_{appuis} : Moment en appuis

M_0 : Moment maximum

M_u : Moment à l'état limite ultime

M_s : Moment à l'état limite service

N_u : Effort normal à l'état limite ultime

N_s : Effort normal à l'état limite service

A : coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de structure

W_i : Poids sismique au niveau i

V : force sismique totale

$V_{\text{dynamique}}$: La résultante des forces sismique

V_{srarique} : La résultante des forces sismique calculée par la méthode statique équivalente

C_T : Coefficient de période

K : Coefficient de raideur de sol

f_{cj} : Résistance du béton a la compression à (j) jour

f_{tj} : Résistance du béton a la traction à (j) jour

f_{c28} : Résistance du béton a la compression à (28) jour

f_{t28} : Résistance du béton a la traction à (j) jour

h_d : Epaisseur de la dalle

h_n : Epaisseur de la nervure

i_x, i_y : Rayon de giration

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieurs

d' : Distance entre les armatures supérieures et la fibre la plus comprimé

l_f : Longueur de flambement

l : Longueur de portée

e : Epaisseur

f_e : limite d'élasticité d'acier

f : Flèche

\bar{f} : Flèche admissible

σ_{bc} : Contrainte du béton

σ_{st} : Contrainte d'acier

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

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

τ : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}$: Contrainte ultime de cisaillement

Y_b : Coefficient de sécurité de béton

Y_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application

μ : Moment ultime réduit

α : Position relative de l'axe neutre

η : Facteur de correction d'amortissement

ε : déformation relative

ε_{bc} : déformation du béton en compression

β : coefficient de pondération

λ : Elancement

LISTE DE TABLEAUX

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente de charge

Tableau. II .1: Récapitulation du pré dimensionnement.....	16
Tableau. II .2: charge de la terrasse inaccessible.....	18
Tableau. II .3: charge du plancher étage courant.....	19
Tableau. II .4: Charge permanente des murs.....	19
Tableau. II .5: Descente des charges des Balcons.....	20

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau.III.1 : Charges supportées par Les poutrelles.....	23
Tableau. III.2 : Différents sollicitations du plancher RDC.....	36
Tableau. III.1 : Différents sollicitations du plancher étage courant.....	36
Tableau. III. 2 : Différents sollicitations du plancher étage courant.....	37
Tableau. III. 3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles.....	44
Tableau .III. 6 : Descente de charge du balcon.....	53
Tableau III. 7 : Charges concentrés.....	53
Tableau .III.8 : récapitulatif de M et T de la dalle pleine.....	55
Tableau. III. 9 : charge du palier.....	62
Tableau. III .10: charge du paillasse.....	63
Tableau. III.11 : charges et surcharges des différents types.....	63
Tableau. III.12 : Combinaisons d'action.....	64
Tableau. III. 13 : Les efforts internes pour les différents types.....	69
Tableau.III.14 : Récapitulatif de ferrailage des différents types des escaliers.....	74
Tableau. III. 15 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palière	77
Tableau.III.16 : Ferrailage des poutres palières	83
Tableau.III.17 : Descente des charges de la dalle d'ascenseur	85
Tableau. III.18 : ferrailages de la dalle d'ascenseur.....	90

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau. IV.1 : Pénalité en fonction des critères de qualité q.....	94
Tableau. IV.2 : Poids des différents niveaux.....	94
Tableau. IV.3 : Période et participation massique de la structure	95
Tableau. IV.4 : Forces sismiques et efforts tranchants de chaque niveau.....	97
Tableau. IV.5 : Efforts tranchants à la base.....	98
Tableau. IV.6 : Les déplacements résultants des efforts sismiques suivant x-x.....	99
Tableau. IV.7 : Les déplacements résultants des efforts sismiques suivant y-y.....	100
Tableau. IV.8 : Valeur de M suivant X.....	101
Tableau. IV.9 : Valeur de M suivant Y.....	101

CHAPITRE V : Etude des éléments porteurs

Tableau. V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales.....	103
Tableau.V.2 : les sollicitations des poteaux	104
Tableau. V.3 : Ferrailage des poteaux.....	108
Tableau. V.4 : vérifications de l'effort tranchant des poteaux à L'ELU	111
Tableau. V.5 : vérifications de l'effort tranchant des poteaux provoqué par les combinaisons sismiques.....	111
Tableau. V.6 : sollicitations max des poutres	112
Tableau. V.7 : ferrailage longitudinal des poutres.....	116
Tableau. V.8 : ferrailage longitudinal finale des poutres.....	118
Tableau. V.9 : Les sollicitations dans les voiles selon le logiciel ETABS.....	120

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Sollicitation du radier.....	125
Tableau VI.2 : Ferrailage du radier	128
Tableau .VI.3: Ferrailage du voile périphérique.....	130
Tableau VI.4 : Vérification a l'ELS	131

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Généralités

Figure I.1. Plancher à corps creux.....	3
Figure I.2. Plancher à dalle pleine.....	3
Figure I.3. Brique creuse.....	4
Figure I.4. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction à la compression f_{cj}	6
Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation de béton.....	7
Figure I.6. Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	8

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente de charge

Figure. II .1: Dalle a corps creux.....	10
Figure. II .2: coupe d'une poutrelle.....	11
Figure. II .3: coupe d'une poutre principale 1.....	12
Figure. II .4: coupe d'une poutre principale 2.....	13
Figure. II .5: Coupe d'une poutre secondaire.....	16
Figure. II .6: Surface supportée par le poteau le plus sollicité.....	16
Figure. II .7: Les dimensions des acrotères.....	20

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Figure. III. 1: Schéma statique des différents types de poutrelles.....	23
Figure. III.2 : schéma statique de type 06.....	24
Figure. III.3: Diagramme des moments fléchissant pour type 06.....	35
Figure. III. 4: Diagramme des efforts tranchants pour type 06.....	35
Figure .III.5: Ferrailage de poutrelles.....	44
Figure III. 6 : coupe transversale de l'acrotère.....	46
Figure III.7 : coupe transversale d'un mètre linéaire de l'acrotère.....	48
Figure III.8 : Ferrailage de l'acrotère.....	52
Figure .III. 9 : Schéma statique de la dalle pleine.....	52
Figure .III. 10 : Schéma statique du balcon.....	53
Figure. III. 11 : section 1-1 de la dalle a l'ELU.....	54
Figure .III.12 : section 1-1 de la dalle a l'ELS.....	55
Figure .III.13 : schéma d'un balcon.....	55
Figure .III.14 : schéma du ferrailage de balcon.....	59
Figure .III. 15 : schéma de l'escalier.....	61
Figure. III.16 : Les types d'escaliers.....	63
Figure. III.17 : schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	64
Figure.III.18 : schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	66
Figure. III. 19 : Les moments fléchissant.....	68
Figure. III. 20 : Les efforts tranchants.....	69
Figure. III. 21 : Les moments fléchissant.....	76
Figure. III.22 : Les efforts tranchants	77
Figure.III.23 : Vue en plan de l'ascenseur.....	84
Figure.III.24 : Dalle pleine d'ascenseur	84

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure. IV.1 : Modélisation de notre structure.....	91
Figure. IV.2 : Spectre de réponse.....	96

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Moment M_{11} a l'ELU.....	124
Figure VI.2 : Moment M_{22} a l'ELU.....	125

CHAPITRE VII : Management du projet

Figure VII.1.Les objectifs du projet.....	132
Figure VII.2.Cycle de vie d'un projet.....	133
Figure VII.3.Exemple d'une WBS.....	140
Figure VII.4.différence entre le financement max et la fin de référence de base.....	141
Figure VII.5.Courbe d'avancement.....	142
Figure VII.6.Diagramme technique de projet (OTP).....	144

Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques des constructions civiles.

Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Notre projet de fin d'étude consiste à faire une étude technique d'une structure en béton armé (tour en béton armé (SS+R+9) à usage multiple implantés à Ain Temouchent).

Composée d'un rez-de-chaussée, et de 9 Étages avec un sous-sol contreventés par des murs voiles et portiques.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le côté économique en considération.

Le travail est structuré comme suit :

- ❖ Le premier chapitre donne une idée générale sur le projet étudié, leurs caractéristiques géométriques et les matériaux utilisés.
- ❖ Le deuxième chapitre contient le pré dimensionnement des éléments porteurs (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non porteurs (comme les planchers).
- ❖ Le troisième chapitre présente l'étude des planchers qui existent dans la structure (les dalles en corps creux, les balcons et les dalles pleines) et l'étude des éléments secondaires de la structure (l'acrotère, les escaliers, l'ascenseur)
- ❖ Le quatrième chapitre présente l'étude dynamique du bâtiment, L'étude sera faite par la modélisation de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Etabs .qui permet la détermination de la force séismique.
- ❖ Le cinquième chapitre est réservé au calcul des éléments porteurs de la structure.
- ❖ Le sixième chapitre concerne le calcul et le dimensionnement de l'infrastructure.
- ❖ Le septième chapitre concerne la planification de projet.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS

I.1.Introduction générale :

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures, selon les besoins et les capacités. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé , l'acier, le bois.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé a trois buts classés comme suit :

1-Un maximum de sécurité (le plus important) : consiste à assurer la stabilité de l'ouvrage.

2-Economique : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses).

3-Esthétique

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autre avantages comme par exemple :

- ✓ La souplesse d'utilisation.
- ✓ Durabilité (durée de vie).
- ✓ Résistance au feu.

Donc, pour tous ces avantages les constructeurs en Algérie préfèrent l'utilisation du béton armé dans la réalisation des projets de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles.....) à différentes sollicitations (compression, flexion.....).

La résistance de ces éléments est en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

On va suivre les règlements et les méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage.

La réalisation de cette étude va nous permettre de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les règlements et les concepts régissant le domaine étudié.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet a pour but d'étudier et calculer les éléments structuraux d'un bâtiment R+9 avec sous-sol en béton armé (parking) implanté à AIN TEMOUCHENT qui est classé dans la zone de moyenne sismicité (Zone IIa) et dans le groupe 2 selon RPA 99 Ver. 2003.

Ce bâtiment est constitué de 4 appartements (usage d'habitation) pour chaque étage et un centre commercial dans le Rez-de-chaussée.

I.2.1.Caractérisation de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Largeur en plan 29,40 m
- La longueur en plan 24,9 m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 35,19 m
- Hauteur de SS 2,55 m
- Hauteur de RDC 5,10 m
- Hauteur d'étage courant 3,06 m

I.2.2.Données du site :

- Zone sismique : Le Bâtiment est implanté dans la willaya de AINTEMOUCHENT –Zone IIa [RPA 99 Ver. 2003-Tab 4.1]
- Groupe d'usage : Bâtiment d'habitation collective et Parking– Groupe 2 [RPA 99 Ver. 2003-Tab 4.1]
- Classification du site : Site Meuble S3

I.3.Hypothèses de calcul :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1$ Mpa
- Le module d'élasticité différé est : $E_{vj} = 10818,865$ Mpa
- Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa
- La limite élastique de l'acier à haute adhérence est : $f_e = 400$ Mpa

I.4.Caractéristiques géotechniques du sol :

- Contrainte admissible du sol : 1,8 bars
- Poids volumique : 21,8 KN/m³
- La cohésion du sol : C=0

I.5. Conception de la structure du bâtiment :

I.5.1.structure de contreventement :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portique –voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.5.2.plancher :

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

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

❖ **Plancher à corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles espacées de **65cm** de corps creux (Hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **5 cm**.

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

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



Figure I.1. Plancher à corps creux

❖ **Plancher dalle pleine :**

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs charges importantes et ceci dans le but de minimiser la section de ferrailage nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

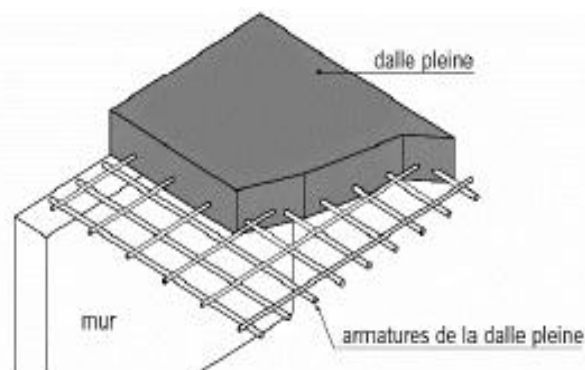


Figure I.2. Plancher à dalle pleine

I.5.3. Maçonnerie :

On distingue :

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

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

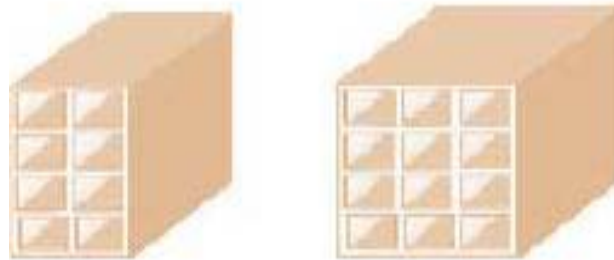


Figure I.3. Brique creuse

❖ Mur extérieur :

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

❖ Mur intérieur :

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

I.5.4.escalier :

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

I.5.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.

De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

Du mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures.

I.6. Caractéristique des matériaux:

I.6.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment (**CEMII/A 42.5**), granulats (sable, gravillons) et eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

❖ la masse volumique du béton :

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

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

❖ La déformation thermique du béton :

La déformation thermique est l'augmentation ou la diminution de la longueur

$$\Delta l = l * \alpha * \Delta t \quad \text{tel que :}$$

Δt : La variation de température.

α : Le coefficient de dilatation, varie entre 7 et 12 *10⁻⁶ pour le béton, et sera pris égal à 10*10⁻⁶ Pour le béton armé.

l : La longueur initiale.

❖ la résistance du béton à la compression :

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

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de j jours, est

Pour $j \leq 60$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,38j} * f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} * f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j \geq 60$ jours :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours, pour notre étude on prend $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

❖ la résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $t=28j$, on a $f_{t28}=0,6+0,06*25 \rightarrow f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$

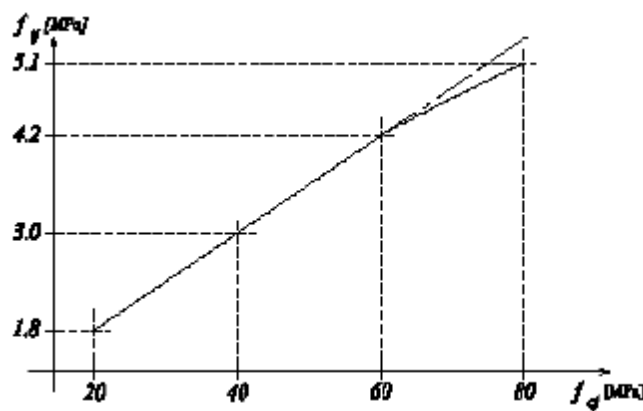


Figure I.4. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

❖ la déformation longitudinale du béton :

✓ Module de déformation instantanée :

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

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

✓ Module de déformation différée :

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

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

❖ **le coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est le rapport entre les deux déformations (transversale et longitudinales), et égal à :

$$\nu = \left(\frac{\Delta d}{d}\right) / \left(\frac{\Delta L}{L}\right)$$

Avec : $(\Delta d/d)$: déformation relative transversale

$(\Delta L/L)$: déformation relative longitudinale

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

0 pour le calcul à **ELU**

0.2 pour le calcul à **ELS**

❖ **Les contraintes limites :**✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

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

Simplification un diagramme rectangulaire

Diagramme parabole rectangulaire :

C'est un diagramme contrainte déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas d'ELU.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \frac{\text{Min}(4,5; 0,025; f_{cj})}{1000} \quad \text{si} \quad f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{bc1} = \frac{\text{Min}(4,5; 0,025; f_{cj})}{1000} \quad \text{si} \quad f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

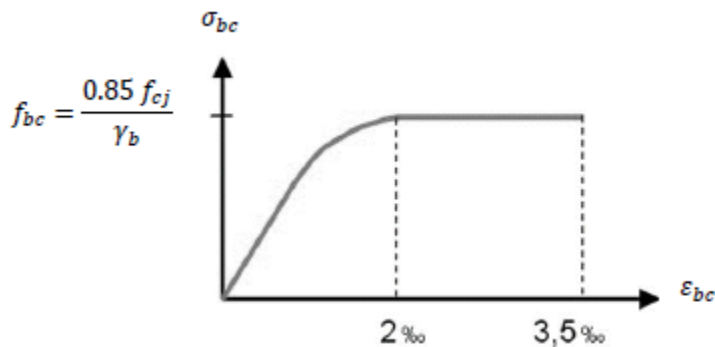


Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation de béton

La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta * Y_b}$$

Avec :

$$Y_b = 1,5 \quad \text{Pour les cas généraux}$$

$$Y_b = 1,15 \quad \text{Pour les cas accidentels}$$

$\theta = 1$ Pour une longue durée > 24h

$\theta = 0,9$ Si : 1h < la durée < 24h

$\theta = 0,85$ Si : la durée < 1h

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

I.6.2.L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de Carbone, le pourcentage de Carbone est de **0.5% à 2%**
 En fonction de ce pourcentage on peut définir plusieurs qualités. Le rôle de l'acier est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion .sa température de fusion varie de 1400à1600° La densité varie entre 7.8 à 7.9 kg/dm³.

Sa limite d'élasticité garantie est désignée par f_e .

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

Acier HA FeE400 ($f_e=400$ MPa), pour les armatures longitudinales.

Acier RL FeE235 ($f_e=235$ MPa), pour les armatures transversales.

Acier TSL ($f_e=500$ MPa), pour les treillis soudés

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

❖ **Contraintes limites**

✓ **L'etat limite ultime (ELU) :**

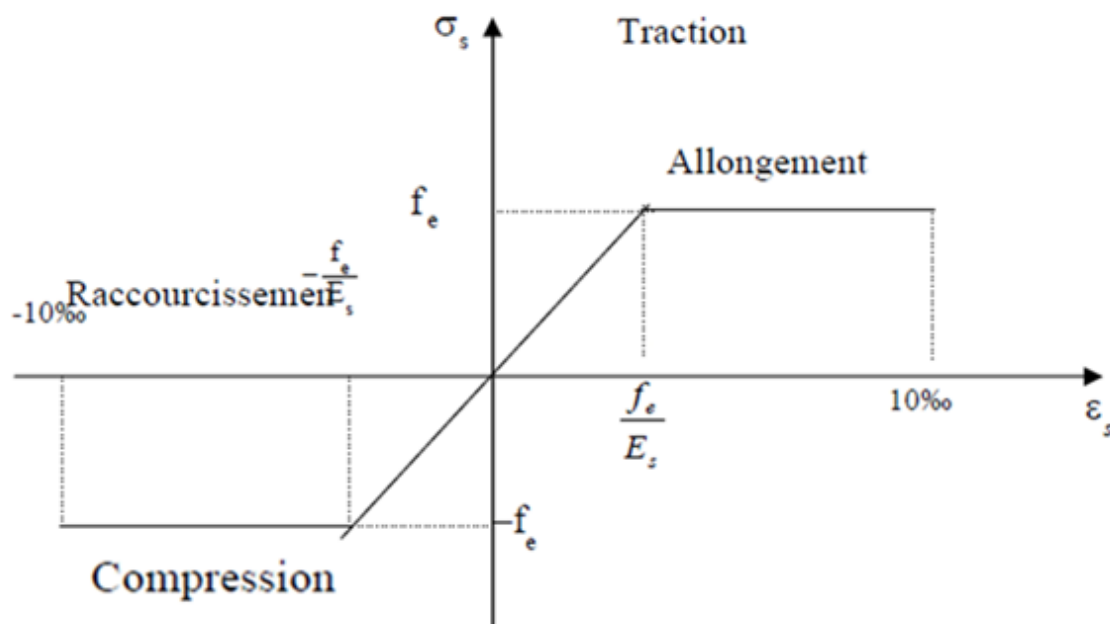


Figure I.6. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s \quad ; \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec :

$\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel

$\gamma_s = 1, 15$ dans cas durable ou transitoire

✓ **Etat limite service (ELS) :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- **Fissuration peu nuisible** : pas de limitation
- **Fissuration préjudiciable** :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

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

- **Fissuration très préjudiciable** :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} * f_e; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{164,97 \text{ MPa}}$$

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses **RL**

$\eta = 1,6$ pour les armatures a haute adhérence **HA**

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

CHAPITRE II

**PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
ET DESCENTE DE CHARGE**

II.1. Pré dimensionnement :

II.1.1. Pré dimensionnement des planchers :

Plancher étage courant :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu .
- les poutrelles en béton armé ou précontraint 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. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

La hauteur du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L}{23} \leq h \leq \frac{L}{22}$$

Avec :

h : épaisseur du plancher.

L : la portée maximale entre nus de poutres.

$$L_{\max} = 4,75 \text{ m} \rightarrow 20,65 \leq h \leq 21,6$$

On opte pour h = 21 cm (16+5) cm

H = 16 cm : hauteur du corps creux

H₀ = 5 cm : hauteur de la dalle de compression

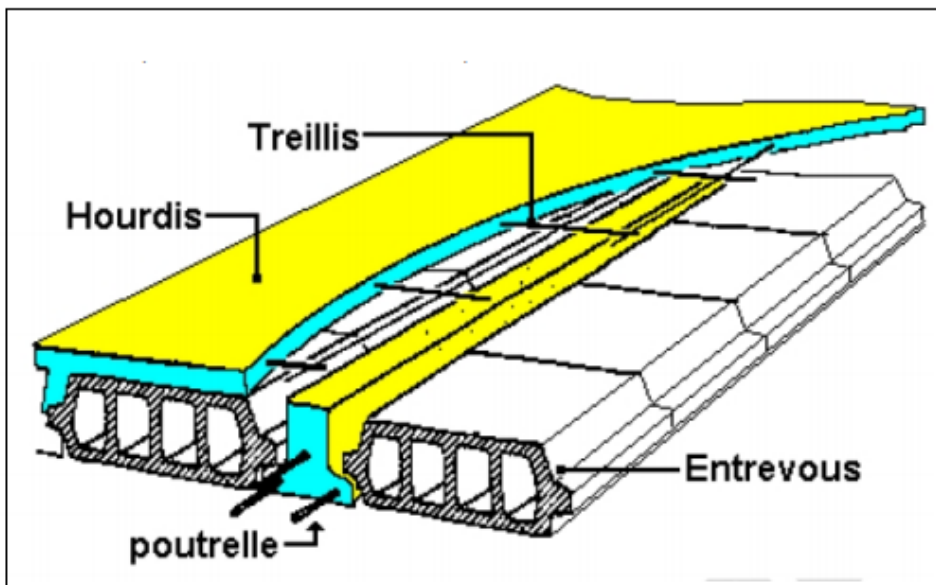


Figure. II .1: Dalle a corps creux

Pré dimensionnement des poutrelles :

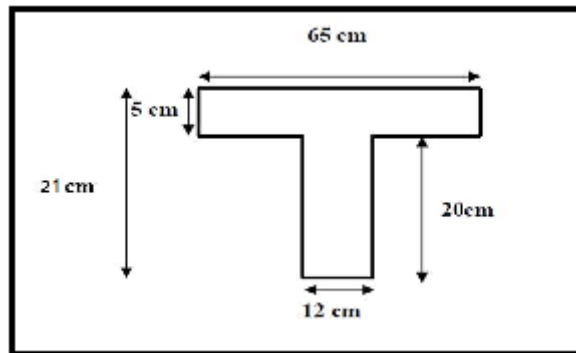


Figure. II .2: coupe d'une poutrelle

b_0 : la largeur de la nervure =12 cm

b : la largeur de la table = 65 cm

h_0 : la hauteur de la table = 5 cm

h : la hauteur totale du plancher =21 cm

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm} \leq 30 \rightarrow \text{C.V}$$

II.1.2.Pré dimensionnement des poutres :

La poutre en béton armé remplace le mur de refend afin d'économiser de la place tout en supportant le plancher. C'est pourquoi son exécution doit être soignée. Elle peut prendre appui sur les murs (façades, refends) ou sur des poteaux en béton.

Poutres principales :

Pour être en économie on prend 2 types de poutres principales :

- Poutres principales P1 :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

l : portée libre de la poutre

$$\frac{650}{15} \leq h_t \leq \frac{650}{10}$$

$$43,33 \leq h_t \leq 65$$

Donc $h_t = 50 \text{ cm}$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$20 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions RPA 99v2003 :

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

$$h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

$$\frac{h}{b} = 1,67 < 4 \quad (\text{CV})$$

Donc on prend une section de $(30 \cdot 50) \text{ cm}^2$

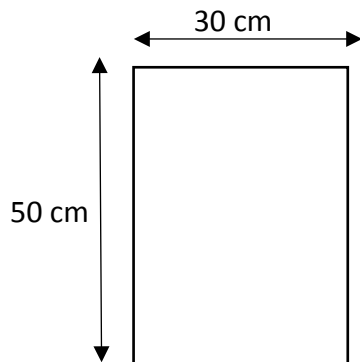


Figure. II .3: coupe d'une poutre principale 1

- Poutres principales P2 :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

l : portée libre de la poutre

$$\frac{495}{15} \leq h_t \leq \frac{495}{10}$$

$$33 \leq h_t \leq 49,5$$

Donc $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge

Vérification des conditions RPA 99v2003 :

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \quad (\text{CV})$$

Donc on prend une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

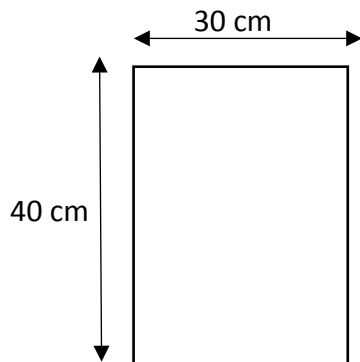


Figure. II .4: coupe d'une poutre principale 2

Poutres secondaires :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

$$\frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10}$$

$$30,67 \leq h_t \leq 46$$

Donc $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions RPA 99v2003 :

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 \quad (\text{CV})$$

Donc on prend une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

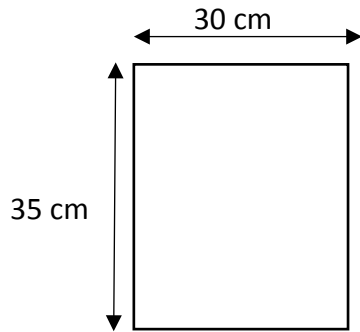


Figure. II .5: Coupe d'une poutre secondaire

II.1.3.Pré dimensionnement des poteaux :

Dans le cas d'une descente de charge (chargement vertical) , c'est l'effort normal de compression N qui conditionne en grande partie le pré dimensionnement des poteaux (poteaux centrale le plus sollicité).

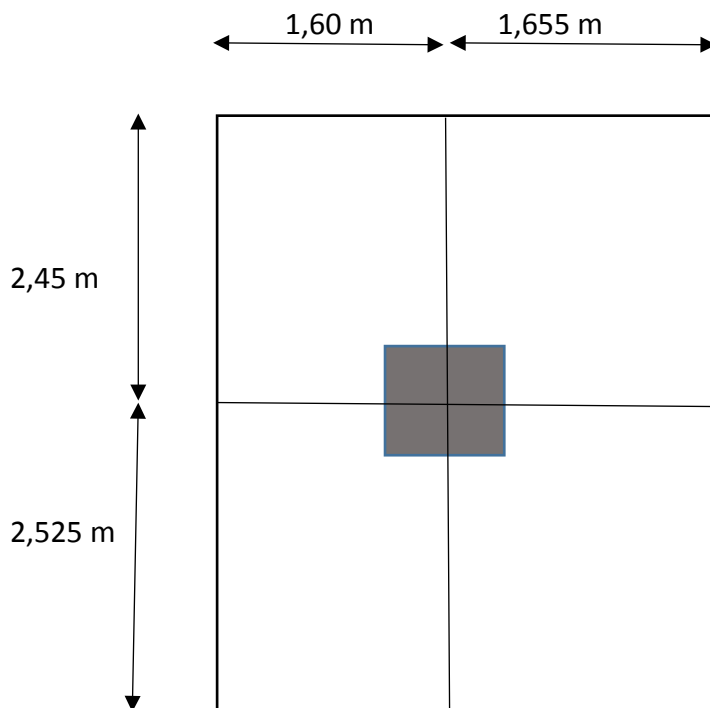


Figure. II .6: Surface supportée par le poteau le plus sollicité

S : le section que doit supporter le poteau le plus sollicité

$$S = (1,60 + 1,655) * (2,525 + 2,45)$$

$$S = 16,19 \text{ m}^2$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge

$$N_u = P_u * S * n$$

N_u : charge verticale a l'ELU

On suppose $P_u = 1t/m^2$

n : nombre de planchers = 11

$$N_u = 1 * 16,19 * 11$$

$$N_u = 178,09 \text{ t}$$

$$N_u = 1,7809 \text{ MN}$$

D'après le BAEL91 :

B_r est la section réduite du poteau

$$B_r = (a-0,02) * (b-0,02)$$

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 * \frac{A_s}{B_r} * \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

B : coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ

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

on fixe $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_s = 1,15 \quad \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Dans la Zone IIa le pourcentage minimal des armatures est de 0,8%B

$$\frac{A_s}{B_r} = 1\%$$

$$B_r \geq \frac{1,2 * 1,7809}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 * \frac{1}{100} * \frac{400}{1,15}}$$

$$B_r \geq 0,1143 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$a \geq 0,36 \text{ m}$$

On prend : $a=b= 50 \text{ cm}$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge

Vérification des conditions RPA 99v2003 :

$$\text{Min } (a,b) \geq 25 \text{ cm , } a=b=50 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Min } (a,b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{510}{20} = 25,5 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Min } (a,b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Min } (a,b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{255}{20} = 12,75 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \rightarrow \text{C.V}$$

Vérification du flambement :

- Calcul du moment d'inertie ($I_x ; I_y$) :

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{50^4}{12} = 520833,333 \text{ cm}^4$$

- Calcul de rayon de giration ($i_x ; i_y$) :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{520833,333}{50^2}} = 14,43 \text{ cm}$$

$$\max (\lambda_x , \lambda_y) \leq 50$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{0,71}{14,43} = \frac{0,7*255}{14,43} = 12,37$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 12,37 < 50 \rightarrow \text{C.V}$$

Tableau. II .1: Récapitulation du pré dimensionnement

Niveau	n	N(KN)	B _r (m ²)	e ₀ (m)	a (cm)	b (cm)	λ _x = λ _y
SS	11	1780,9	0,11	2,55	50	50	12,37
RDC	10	1619	0,10	5,10	50	50	24,74
Etage 1	9	1457,1	0,09	3,06	45	45	16,49
Etage 2	8	1295,2	0,08	3,06	45	45	16,49
Etage 3	7	1133,3	0,07	3,06	40	40	18,55
Etage 4	6	971,4	0,06	3,06	40	40	18,55
Etage 5	5	809,5	0,05	3,06	35	35	21,21
Etage 6	4	647,6	0,04	3,06	35	35	21,21
Etage 7	3	485,7	0,03	3,06	30	30	24,72
Etage 8	2	323,8	0,02	3,06	30	30	24,72
Etage 9	1	161,9	0,01	3,06	30	30	24,72

II.1.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

D'après le RPA99 V 2003 les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles

$$a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

h_e = hauteur libre de l'étage

- Sous-sol :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{255-21}{20} = 11,7 \text{ cm}$$

on prend $a = 25 \text{ cm}$

- RDC :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{510-21}{20} = 24,45 \text{ cm}$$

On prend $a = 25 \text{ cm}$

- Etage :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306-21}{20} = 14,25 \text{ cm}$$

On prend $a = 25 \text{ cm}$

II.2.Descente des charges :

La descente des charges est le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Toiture) vers le niveau le plus bas (fondation).

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

II.2.1.plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau. II .2: charge de la terrasse inaccessible

Matériaux	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kg/m}^2)$
Protection gravillon	2000	0.05	100
Etanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente	2200	0.05	110
Isolation thermique	400	0.04	16
Dalle en corps creux	/	16+5	305
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
			$\Sigma=563$

$$G = 563 \text{ kg/m}^2 = 5.63 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2 = 1 \text{ kN/m}^2$$

ρ : masse volumique

e : épaisseur

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge

II.2.2.plancher étage courant :

Tableau. II .3: charge du plancher étage courant

Matériaux	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kg/m}^2)$
carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Dalle en corps creux	/	16+5	305
Cloisons intérieures	1000	0.1	100
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
			$\Sigma=545$

$$G= 545 \text{ kg/m}^2 = 5.45 \text{ kN/m}^2$$

$$Q= 150 \text{ kg/m}^2 = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

II.2.3.plancher RDC (à usage commercial) :

$$G= 545 \text{ kg/m}^2 = 5.45 \text{ kN/m}^2$$

$$Q=400 \text{ kg/m}^2 = 4 \text{ kN/m}^2$$

II.2.4.Maçonnerie :

Tableau. II .4: Charge permanente des murs

Matériaux	$e(\text{m})$	$G(\text{kg/m}^3)$
Enduit extérieur	<u>0.02</u>	<u>44</u>
Brique creuse	<u>0.15</u>	<u>130</u>
Brique creuse	<u>0.1</u>	<u>90</u>
Enduit intérieur	<u>0.02</u>	<u>44</u>
		$\Sigma=308$

Remarque :

Murs avec portes (90%G)

Murs avec fenêtres (80%G)

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge

II.2.5. ascenseur :

$$G = 1000 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 800 \text{ kg/m}^2 = 8 \text{ kN/m}^2$$

II.2.6. Balcon :

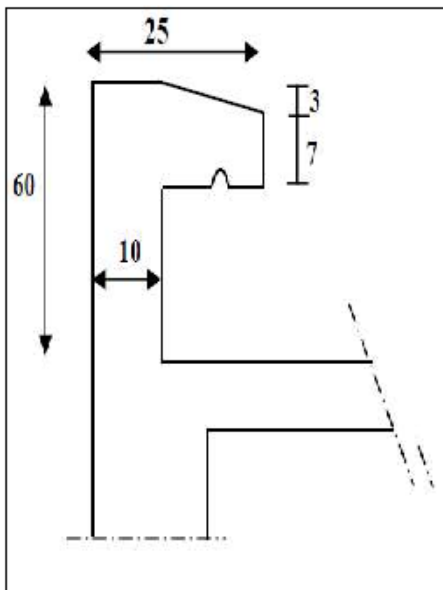
Tableau. II .5: Descente des charges des Balcons

Chargement	e(cm)	G(kg/m ²)
Carrelage	2	44
Enduit en ciment	1	14
Enduit en plâtre	1	10
Lit de sable	2	36
Dalle pleine	15	350
Mortier de pose	2	40
		$\Sigma=494$

$$G = 494 \text{ kg/m}^2 = 4.94 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2 = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

II.2.7. Acrotères :



$$S = (0,6*0,1) + (0,15*0,1) - \frac{0,03*0,15}{2}$$

$$S = 0,07275 \text{ m}^2$$

$$G_a = S * \rho$$

$$G_a = 25 * 0,07275$$

$$G_a = 1,819 \text{ KN/m}$$

Figure. II .7: Les dimensions des acrotères

CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

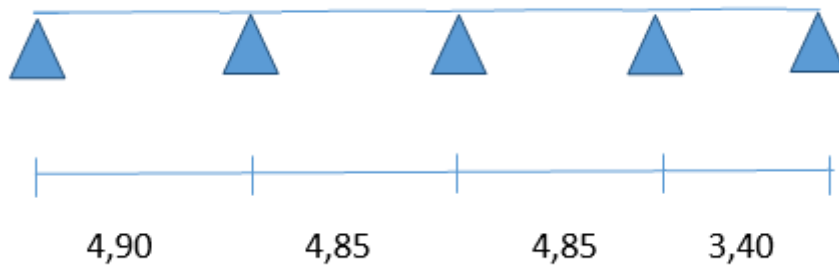
III.1.Introduction :

L'étude des éléments secondaires est indépendante de l'action sismique car ces éléments ne contribuent pas directement au contreventement.

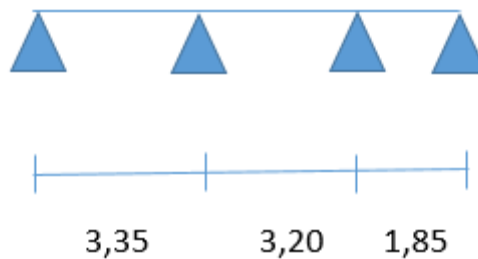
III.2.Etude du plancher à corps creux :

III.2.1.Types de poutrelles :

Type 1 : (RDC, étage courant, terrasse inaccessible)



Type 2 :(RDC, étage courant)



Type 3 :(RDC, étage courant, terrasse inaccessible)



4,85 4,85

Type 4 : (RDC, étage courant)



3,40 5,05

Type 5 : (RDC, étage courant, terrasse inaccessible)



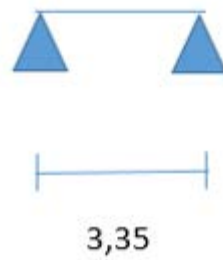
3,35 3,20

Type 6 : (RDC, étage courant)



5,05

Type 7 : (RDC, étage courant)



Type 8 :(Terrasse inaccessible)

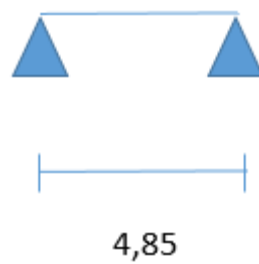


Figure. III. 1: Schéma statique des différents types de poutrelles

III.2.2.La charge appliquée sur les poutrelles :

Tableau.III.1 : Charges supportées par Les poutrelles.

Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	B(m)	ELU (KN/ml) $q_u=(1,35G+1,5Q)*B$	ELS (KN/ml) $q_s=(G+Q)*B$
Terrasse inaccessible	5,63	1	0,65	5,92	4,30
Etage courant	5,45	1,5	0,65	6.24	4,52
RDC	5,45	4	0,65	8,68	6,14

III.2.3.Determination des efforts internes :

Par la méthode des trois moments

Type de poutrelles : 04 du RDC

$$G=5,45\text{KN/m}^2$$

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

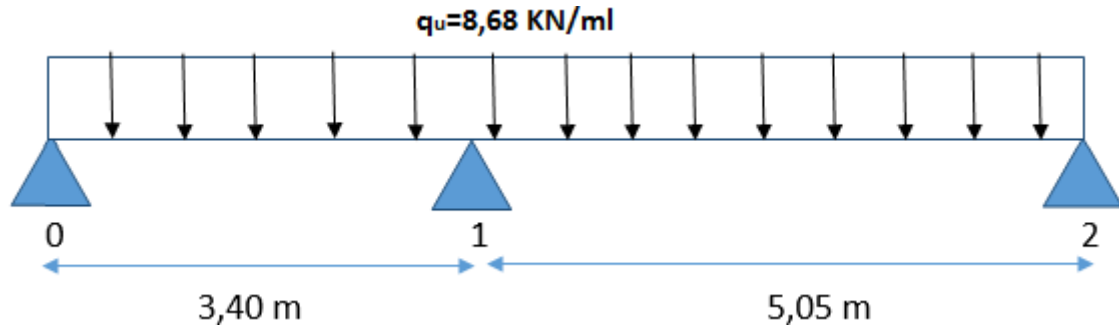
$$q_u=(1,35G+1,5Q)*B = (1,35*5,45 + 1,5*4)*0,65$$

$$q_u = 8,68 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G+Q) \cdot B = (5,45+4) \cdot 0,65$$

$$q_s = 6,14 \text{ KN/ml}$$

➤ ELU



➤ ELS

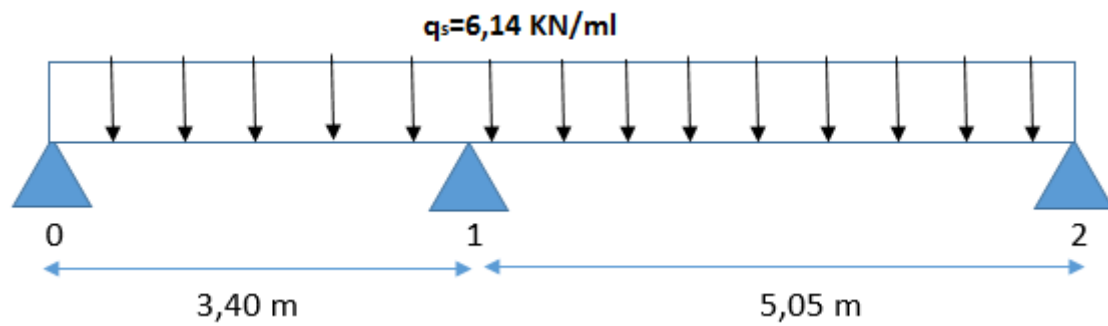
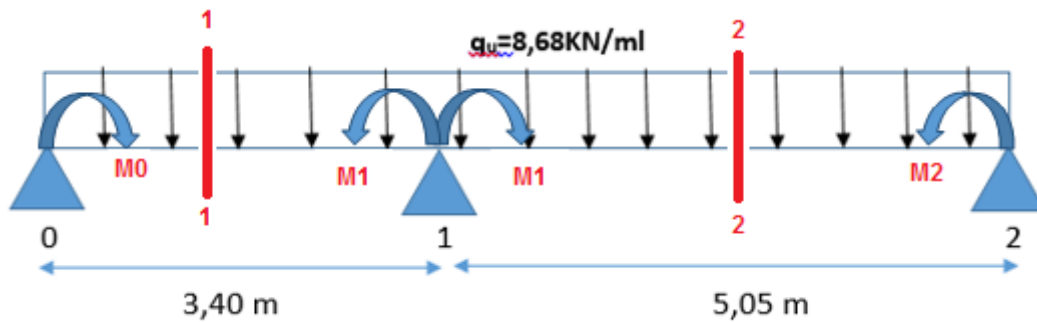


Figure. III.2 : schéma statique de type 06

ELU :



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

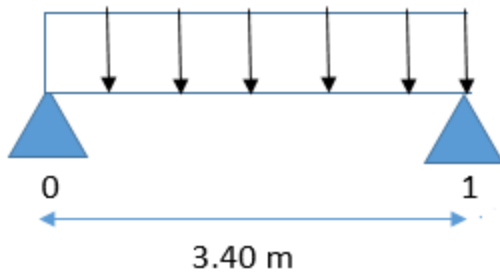
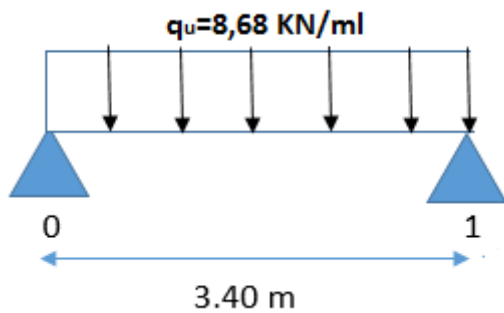
❖ Les conditions aux limites :

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

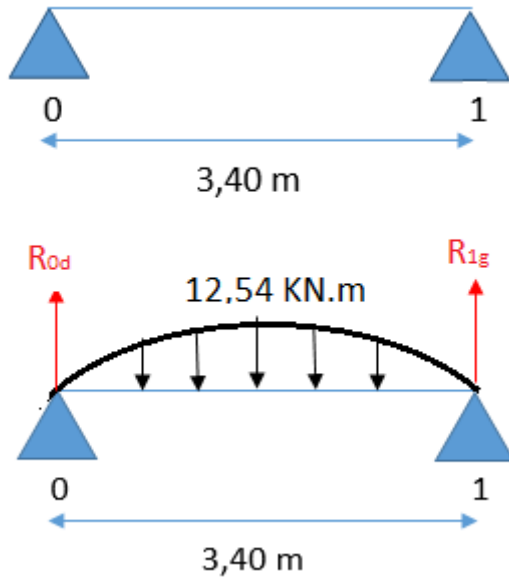
$$M_1 = \frac{-6A_1}{2 * (L_1 + L_2)}$$

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

▪ Travée (0-1)



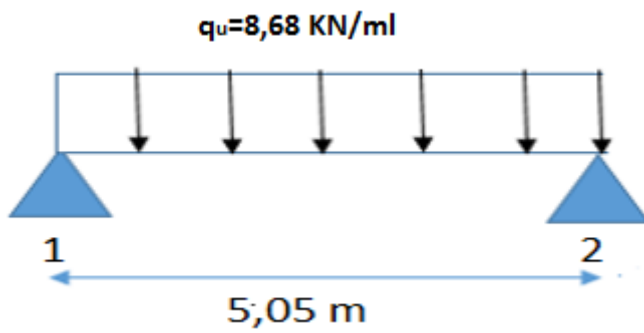
$$M_{\max} = \frac{q_u * L^2}{8} = 12,54 \text{ KN.m}$$



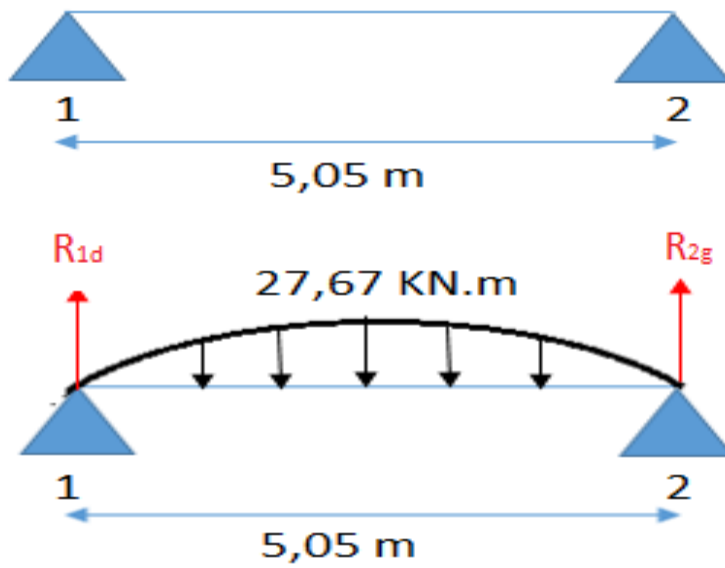
$$\sum M/0 = 0 \rightarrow R_{1g} * L - \frac{2}{3} * L * 12,54 * \frac{L}{2}$$

$$R_{1g} = 14,21 \text{ KN}$$

▪ Travée (1-2)



$$M_{\max} = \frac{q_u * L^2}{8} = 27,67 \text{ KN.m}$$



$$\sum M/2 = 0 \rightarrow R_{1d} * L - \frac{2}{3} * L * 27,67 * \frac{L}{2}$$

$$R_{1d} = 46,58 \text{ KN}$$

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

$$A_1 = 14,21 + 46,58$$

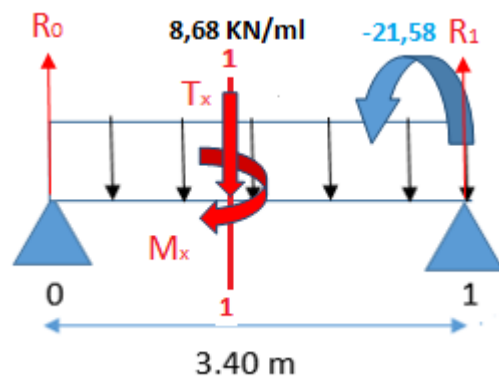
$$A_1 = 60,79 \text{ KN}$$

$$M_1 = \frac{-6 * 60,79}{2 * (3,4 + 5,4)}$$

$$M_1 = -21,58 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de moment fléchissant et effort tranchant :

▪ Travée (0-1)



$$\sum M/1=0 \rightarrow R_0 * L - 8,68 * \frac{(L)^2}{2} + 21,58 = 0$$

$$R_0 = 8,41 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$S_{11} : 0 < X < 3,4$$

$$M(x) = R_0 * x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 8,41 * x - 8,68 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3,4) = -21,58 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

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

$$T(x) = -8,41 + 8,68 * x$$

$$T(0) = -8,41 \text{ KN}$$

$$T(3,4) = 21,1 \text{ KN}$$

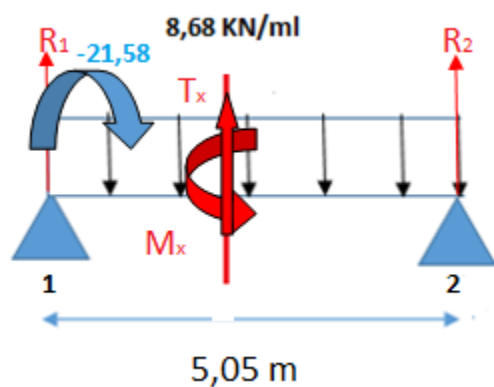
$$T(x) = 0 \rightarrow -R_0 - q_u * x = 0$$

$$-8,41 - 8,68 * x = 0 \rightarrow x = \frac{8,41}{8,68}$$

$$x = 0,97 \text{ m}$$

$$M(0,97) = 4,07 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée (1-2)**



$$\sum M/1=0 \rightarrow R_2 * L - 8,68 * \frac{(L)^2}{2} + 21,58 = 0$$

$$R_2 = 17,64 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$S_{22} : 0 < X < 5,05$$

$$M(x) = R_2 * x - q_u * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 17,6 * x - 8,68 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(5,05) = -21,59 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

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

$$T(x) = 17,64 - 8,68 * x$$

$$T(0) = 17,64 \text{ KN}$$

$$T(5,05) = -26,19 \text{ KN}$$

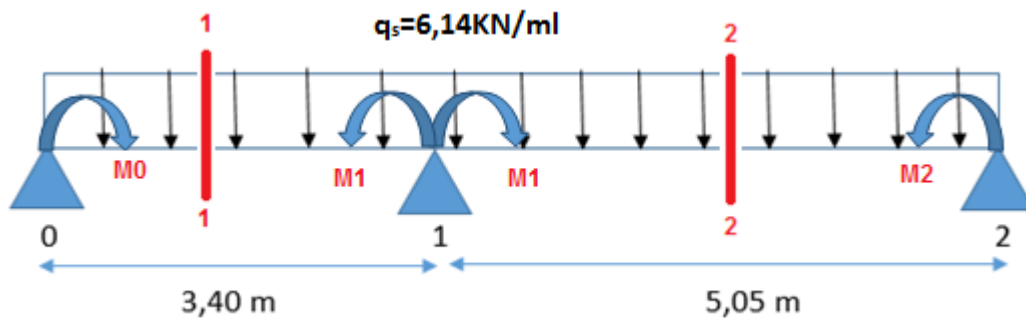
$$T(x) = 0 \rightarrow R_2 - q_u * x = 0$$

$$17,64 - 8,68 * x = 0 \rightarrow x = \frac{17,64}{8,68}$$

$$x = 2,03 \text{ m}$$

$$M(2,03) = 17,92 \text{ KN.m}$$

ELS :



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

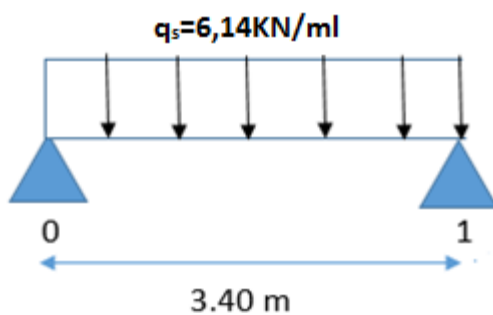
❖ Les conditions aux limites :

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

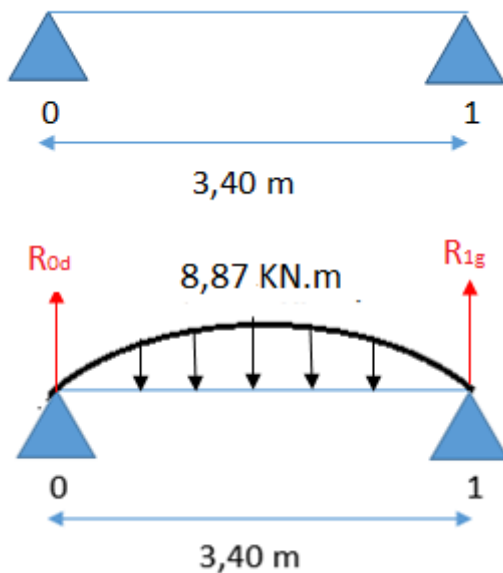
$$M_1 = \frac{-6A_1}{2 * (L_1 + L_2)}$$

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

▪ Travée (0-1)



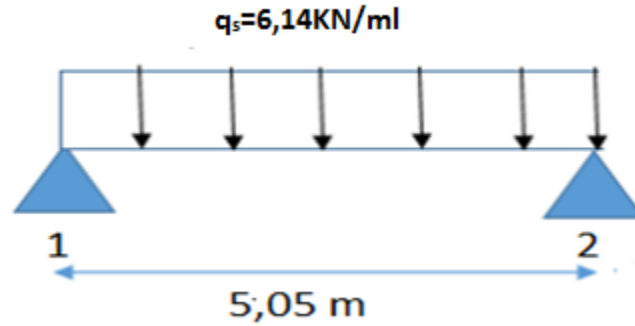
$$M_{\max} = \frac{q_s * L^2}{8} = 8,87 \text{ KN.m}$$



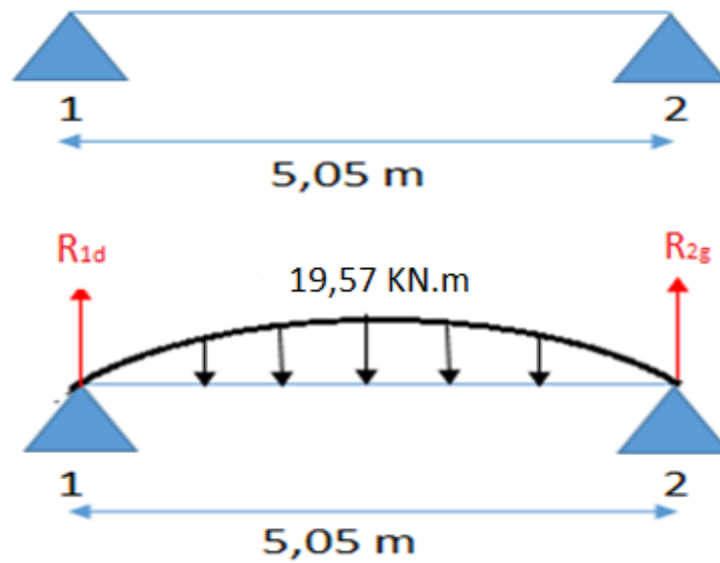
$$\sum M/0 = 0 \rightarrow R_{1g} * L - \frac{2}{3} * L * 8,87 * \frac{L}{2}$$

$$R_{1g} = 10,05 \text{ KN}$$

▪ Travée (1-2)



$$M_{\max} = \frac{q_s * L^2}{8} = 19,57 \text{ KN.m}$$



$$\sum M/2 = 0 \rightarrow R_{1d} * L - \frac{2}{3} * L * 19,57 * \frac{L}{2}$$

$$R_{1d} = 32,94 \text{ KN}$$

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

$$A_1 = 10,05 + 32,94$$

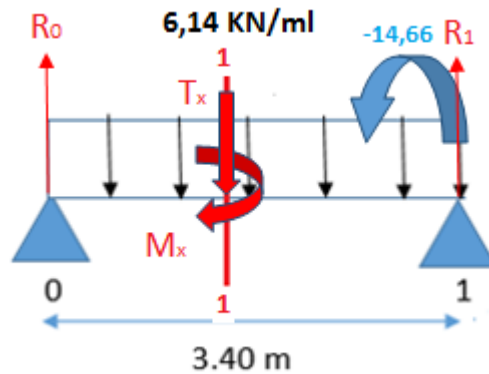
$$A_1 = 42,99 \text{ KN}$$

$$M_1 = \frac{-6 * 42,99}{2 * (3,4 + 5,4)}$$

$$M_1 = -14,66 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de moment fléchissant et effort tranchant :

▪ Travée (0-1)



$$\sum M/1 = 0 \rightarrow R_0 * L - 6,14 * \frac{(L)^2}{2} + 14,66 = 0$$

$$R_0 = 6,12 \text{ KN}$$

➤ Moment fléchissant :

$$S_{11} : 0 < X < 3,4$$

$$M(x) = R_0 * x - q_s * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 6,12 * x - 6,14 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3,4) = -14,68 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

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

$$T(x) = -6,12 + 6,14 * x$$

$$T(0) = -6,12 \text{ KN}$$

$$T(3,4) = 14,76 \text{ KN}$$

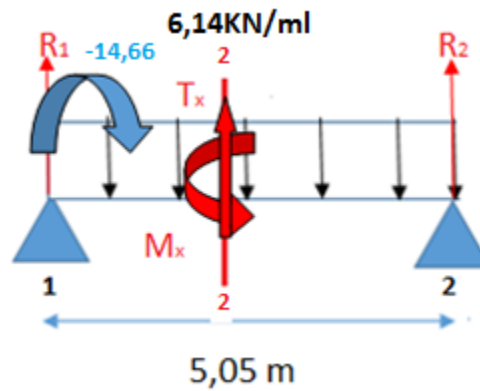
$$T(x) = 0 \rightarrow -R_0 - q_s * x = 0$$

$$-6,12 + 6,14 * x = 0 \rightarrow x = \frac{6,12}{6,14}$$

$$x = 0,99 \text{ m}$$

$$M(0,97) = 3,04 \text{ KN.m}$$

▪ Travée (1-2)



$$\sum M/1=0 \rightarrow R_2 * L - 6,14 * \frac{(L)^2}{2} + 14,66 = 0$$

$$R_2 = 12,60 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$S_{22} : 0 < X < 5,05$$

$$M(x) = R_2 * x - q_s \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 12,60 * x - 6,14 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(5,05) = -14,66 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

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

$$T(x) = 12,60 - 6,14 * x$$

$$T(0) = 12,60 \text{ KN}$$

$$T(5,05) = -18,41 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow R_2 - q_s * x = 0$$

$$12,60 - 6,14 * x = 0 \rightarrow x = \frac{12,60}{6,14}$$

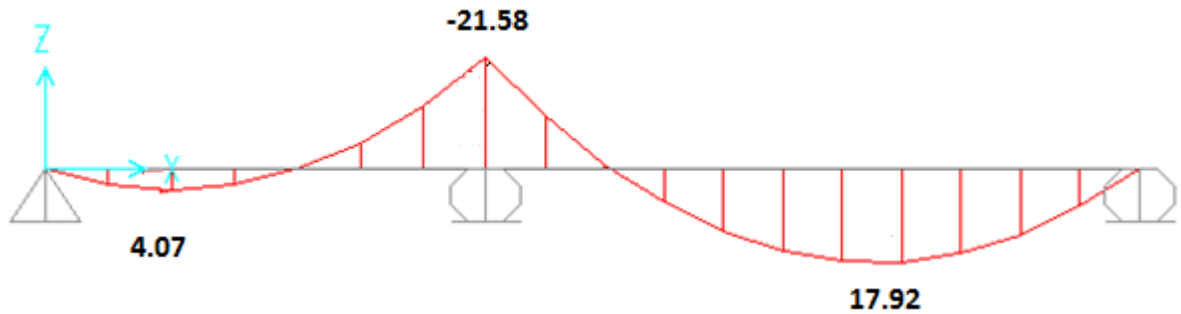
$$x = 2,05 \text{ m}$$

$$M(2,05) = 12,93 \text{ KN.m}$$

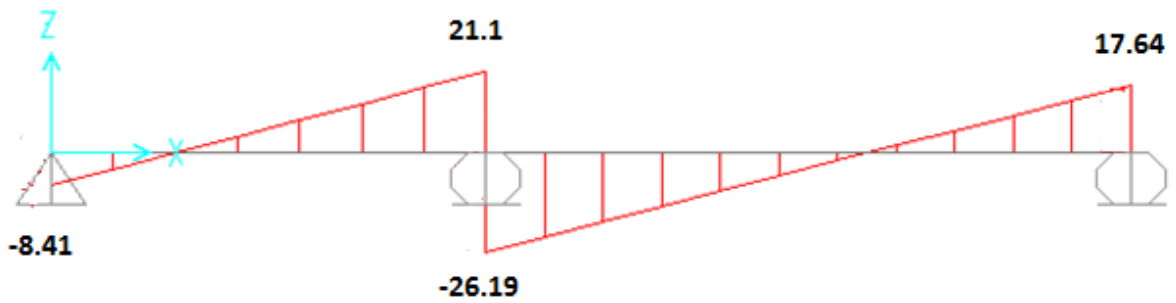
Diagrammes des moments et des efforts tranchants des résultats obtenus :

➤ ELU :

○ Moment fléchissant

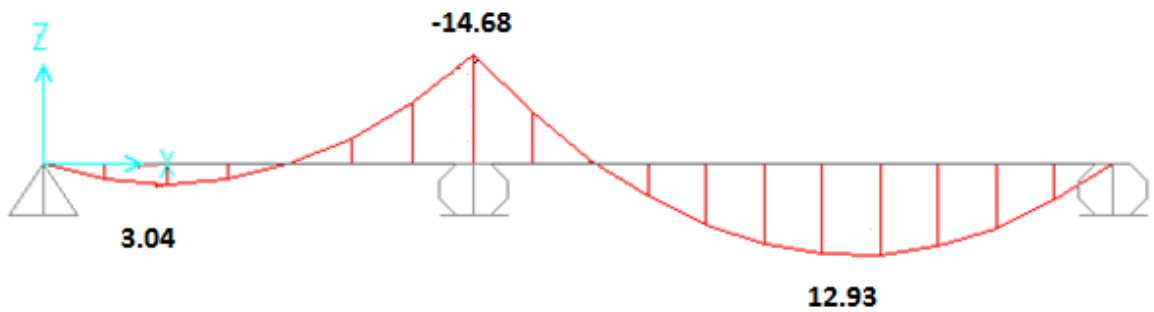


○ Effort tranchant

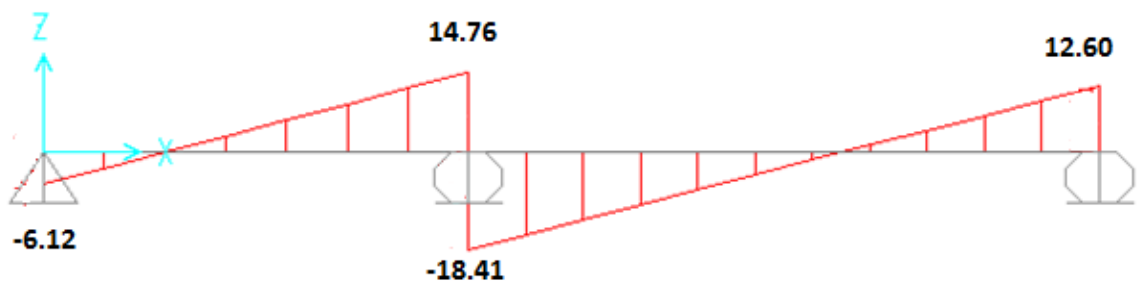


➤ ELS :

○ Moment fléchissant



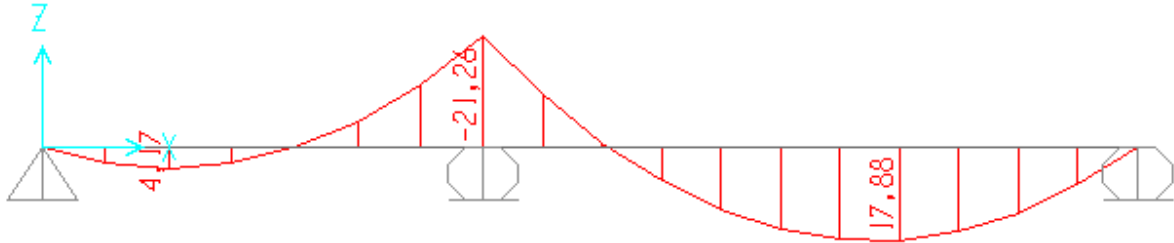
○ Effort tranchant



Les résultats suivants sont obtenus à l'aide du sap2000 :

➤ **Moment fléchissant :**

○ **ELU**



○ **ELS**

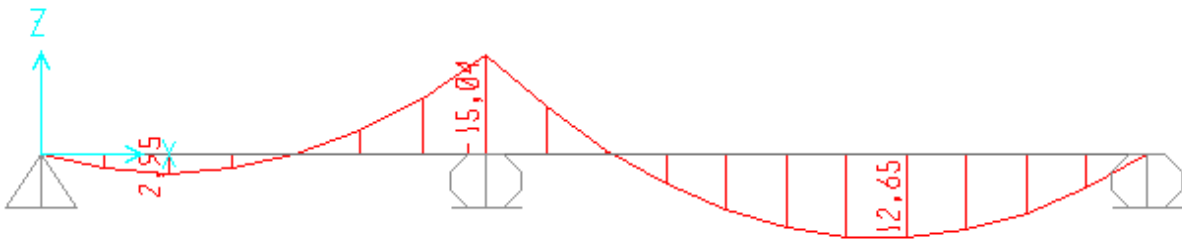
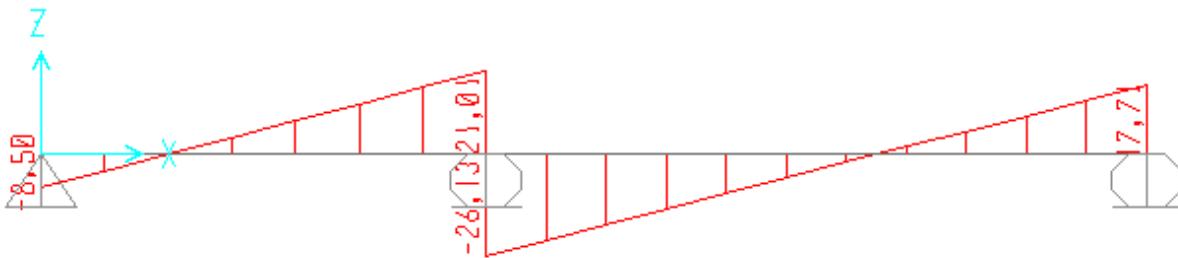


Figure. III.3: Diagramme des moments fléchissant pour type 06

➤ **Effort tranchant :**

○ **ELU**



○ **ELS**

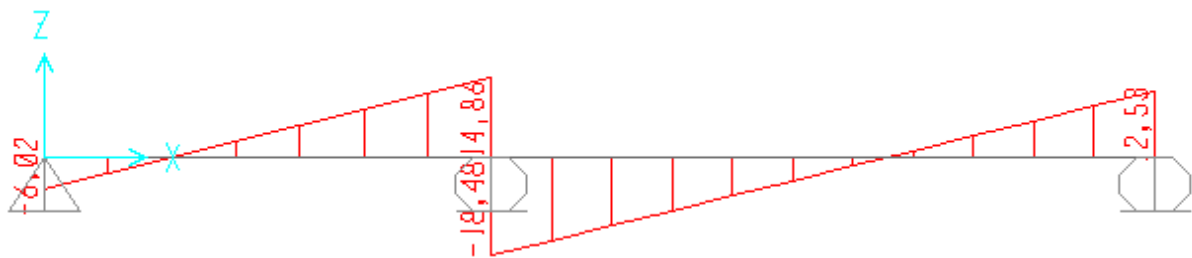


Figure. III. 4: Diagramme des efforts tranchants pour type 06

III.2.4. tableaux récapitulatifs des moments fléchissants et des efforts tranchants agissant dans les poutrelles :

En utilisant la méthode des trois moments (RDM) et le logiciel sap2000, nous avons classé les résultats obtenus des moments fléchissants et les efforts tranchants agissant sur les poutrelles dans les tableaux suivants :

➤ **Plancher RDC :**

Tableau. III.2 : Différents sollicitations du plancher RDC

Type de poutrelles	ELU			ELS		
	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	T(KN)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	T(KN)
Type 1	21,57	16,38	25,67	15,26	11,59	18,16
Type 2	10,22	7,55	17,59	7,23	5,34	12,44
Type 3	25,24	14,41	26,25	17,85	10,19	18,57
Type 4	21,58	17,92	26,194	15,04	12,65	14,86
Type 5	11,37	7,05	17,93	8,05	4,99	12,69
Type 6	0	27,67	21,92	0	19,57	15,50
Type 7	0	12,18	14,54	0	15,79	10,28

➤ **Plancher étage courant :**

Tableau. III. 1 : Différents sollicitations du plancher étage courant

Type de poutrelles	ELU			ELS		
	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	T(KN)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	T(KN)
Type 1	15,51	11,77	18,45	11,23	8,53	13,37
Type 2	7,35	5,43	12,65	5,32	3,93	9,16
Type 3	18,14	10,36	18,87	13,14	7,50	13,67
Type 4	15,28	12,86	18,78	11,07	9,31	13,6
Type 5	8,18	5,07	12,89	5,92	3,67	9,34
Type 6	0	19,89	15,76	0	14,41	11,41
Type 7	0	8,75	10,45	0	6,34	7,57

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau. III. 2 : Différents sollicitations du plancher étage courant

Type de poutrelles	ELU			ELS		
	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	T(KN)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	T(KN)
Type 1	14,71	11,17	17,51	10,69	8,11	12,72
Type 3	17,21	9,83	17,91	12,50	7,14	13,01
Type 5	7,76	4,81	12,23	5,63	3,49	8,88
Type 8	0	17,41	14,36	0	12,64	10,43

III.2.5.Determination du ferrailage des poutrelles :

On utilise les moments fléchissants et les efforts tranchants maximums obtenus pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles.

Exemple de calcul de ferrailage, sous la flexion simple :

❖ **Ferrailage longitudinal :**

➤ **En travée :**

• **ELU :**

$$M_{\max} = 17,92 \text{ KN.m} = 0,01792 \text{ MN.m}$$

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

$$b = 0,65 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$h = 0,21 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,189 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 0,076 \text{ MN.m}$$

$M_u < M_t \rightarrow$ l'axe neutre sera à l'intérieure de la table

Le calcul du ferrailage sera fait comme une section rectangulaire ($b \cdot h$)

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,92 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,189^2 \cdot 14,17}$$

$\mu = 0,054 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ section simple armature

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = \mathbf{0,069}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = \mathbf{0,183 \text{ m}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{347,82 \text{ MPa}}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{17,92 \cdot 10^{-3}}{0,183 \cdot 347,82} = \mathbf{2,73 \text{ cm}^2}$$

On choisit $A_{st} = \mathbf{3T12} = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max [(b \cdot h)/1000 ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e]$$

$$A_{st} \geq \max [(65 \cdot 21)/1000 ; 0,23 \cdot 65 \cdot 0,9 \cdot 21 \cdot 2,1/400]$$

$$A_{st} \geq \max [1,365 ; 1,48]$$

$$A_{st} = 3,39 \geq 1,48 \rightarrow \text{C.V}$$

• **ELS :**

$$M_s = \mathbf{12,65 \text{ KN.m}}$$

$$M_u = \mathbf{17,92 \text{ KN.m}}$$

$$\alpha \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,92}{12,65} = \mathbf{1,41}$$

$$\alpha \leq \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = \mathbf{0,069} \leq \mathbf{0,455} \rightarrow \text{C.V}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\overline{\sigma}_{st} : \text{pas de limite de fissuration peu préjudiciable} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **En appuis :**

• **ELU :**

$$M_{\max} = 25,24 \text{ KN.m} = 0,02524 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{25,24 * 10^{-3}}{0,12 * 0,189^2 * 14,17}$$

$$\mu = 0,42 > \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{section double armature}$$

$$M_r = M_u - M_R$$

$$M_R = \mu_R * b * d^2 * f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_R = 0,392 * 0,12 * 0,189^2 * 14,17$$

$$M_R = 0,02 \text{ MN.m}$$

$$M_r = 0,02524 - 0,02 = 0,00524 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_r}{(d-d')} + \frac{M_R}{d(1-0,4\alpha_R)} \right]$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,83} \left[\frac{0,00524}{(0,189-0,021)} + \frac{0,02}{0,189(1-0,4*0,668)} \right]$$

$$A_{st} = 5,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } A_{st} = 3\text{T16} = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = \frac{M_r}{\sigma_{sc} * (d-d')}$$

$$A_{sc} = \frac{0,00524}{347,83 * (0,189-0,021)}$$

$$A_{sc} = 0,89 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage longitudinal :**

$$A_{st} \geq \max \left[\frac{(b*h)}{1000} ; 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e \right]$$

$$A_{st} \geq \max \left[\frac{(65*21)}{1000} ; 0,23 * 65 * 0,9 * 21 * 2,1 / 400 \right]$$

$$A_{st} \geq \max [1,365 ; 1,48]$$

$$A_{st} = 3,39 \geq 1,48 \rightarrow \text{C.V}$$

- ELS :

$$M_s = 17,85 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 25,24 \text{ KN.m}$$

$$\alpha \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25,24}{17,85} = 1,41$$

$$\alpha \leq \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,1 \leq 0,455 \rightarrow \text{C.V}$$

❖ Ferrailage transversale :

Exemple RDC (commercial)

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 * d}$$

$$\tau_u = \frac{26,194 * 10^{-3}}{0,12 * 0,189}$$

$$\tau_u = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uadm} = \min\left(0,2 * \frac{f_{c28}}{Yb} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{uadm} = \min\left(0,2 * \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{uadm} = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{uadm} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,15 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ Vérification au glissement :

- En appuis :

$$\tau_u - \frac{M_u}{0,9 * d} \leq 0$$

$$26,194 - \frac{25,24}{0,9 * 0,189} = -122, \text{ KN} = -0.122 \text{ MN}$$

$$-0.122 \text{ MN} < 0 \rightarrow \text{C.V}$$

➤ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées on n'a pas besoin de vérifier la flèche

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,21}{4,75} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{C.N.V}$$

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

$$f \leq f_{adm}$$

$$L_{max} = 4,75 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{0,65 * 0,21^3}{12} + 15 * 3,39 * 10^{-4} * \left(\frac{0,21}{2} - 0,1 * 0,21\right)^2$$

$$I_0 = 5,37 * 10^{-4} m^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) * \varphi}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{3,39 * 10^{-4}}{0,12 * 0,189} = \mathbf{0,015}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 * 2,1}{\left(2 + 3 * \frac{0,12}{0,65}\right) * 0,015}$$

$$\lambda_i = \mathbf{3,16}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \varphi * \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{4 * 0,015 * 347,83 + 2,1}$$

$$\mu = \mathbf{0,84}$$

$$I_{fi} = 1,1 * \frac{I_0}{1 + \lambda_i * \mu}$$

$$I_{fi} = 1,1 * \frac{5,37 * 10^{-4}}{1 + 3,16 * 0,84}$$

$$I_{fi} = 1,62 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{ts} * l^2}{10 * E_i * I_{fi}}$$

$$f = \frac{17,85 * 10^{-3} * (4,75)^2}{10 * 32164,195 * 1,62 * 10^{-4}}$$

$$f = 0,0077 \text{ m} = 0,77 \text{ cm} < f_a = 0,95 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{1\min} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (0,6 ; 1,2 ; 1,2)$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = n * \Phi_t = 2 * \frac{\pi * 0,8^2}{4}$$

$$A_t = 1 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_t = 2T8$

➤ **Espacement entre les barres :**

D'après RPA99V.2003

• **Zone nodale :**

$$S_T \leq \min \left(\frac{h_t}{4} ; 12\Phi_{1\min} ; 30\text{cm} \right)$$

$$S_T \leq \min (5,25 ; 14,4 ; 30\text{cm})$$

On prend $S_T = 7 \text{ cm}$ (min RPA)

• **Zone courante :**

$$S_T' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_T' \leq 10,5 \text{ cm}$$

$$S_T' = 10 \text{ cm}$$

➤ **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 * \psi^2 * f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835$$

$$l_s = \frac{1,6 * 10^{-2} * 400}{4 * 2,835} = 56,437$$

on prend $l_s = 56,437$ cm

$$\theta = 90^\circ$$

$$\alpha = 1,87$$

$$\varphi = 0,4$$

$$\beta = 2,19$$

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

$$L_2 = l_s - \alpha * L_1 - \beta r \quad \text{avec } L_1 = 10\phi = 10 * 1,6 \text{ cm}$$

$$L_2 = 56,437 - 1,87 * 10 * 1,6 - 2,19 * 5,5 * 1,6$$

$$L_2 = 7,245 \text{ cm}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2} = 7,245 + 5,5 * 1,6 + \frac{1,6}{2} = 16,845 \text{ cm}$$

$$L = 16,845 \text{ cm} < b = 30 \text{ cm}$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau. III. 3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles

	type	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal	
		En travée		En appuis		Le Choix	Espacement (cm)
		Section calculée (cm ²)	Le choix	Section calculée (cm ²)	Le choix		
RDC	01	2,6	3T12	4,3	3T16	Φ8	Zone nodale 7cm Zone courante 10cm
	02	1,2	2T12	1,7	2T12		
	03	2,2	3T12	5,05	3T16		
	04	2,94	3T12	4,3	3T16		
	05	1	2T12	1,9	2T12		
	06	4,4	3T14	0	0		
	07	1,9	2T12	0	0		
Etage courant	01	1,8	2T12	2,8	2T14	Φ8	Zone nodale 7cm Zone courante 10cm
	02	0,8	2T12	1,2	2T12		
	03	1,6	2T12	3,4	2T16		
	04	2	2T12	2,7	2T14		
	05	0,7	2T12	1,3	2T12		
	06	3,1	3T12	0	0		
	07	1,3	2T12	0	0		
Terrasse inaccessible	01	1,8	2T12	2,6	2T14	Φ8	Zone nodale 7cm Zone courante 10cm
	03	1,5	2T12	3,2	2T14		
	05	0,7	2T12	1,3	2T12		
	08	2,7	3T12	0	0		

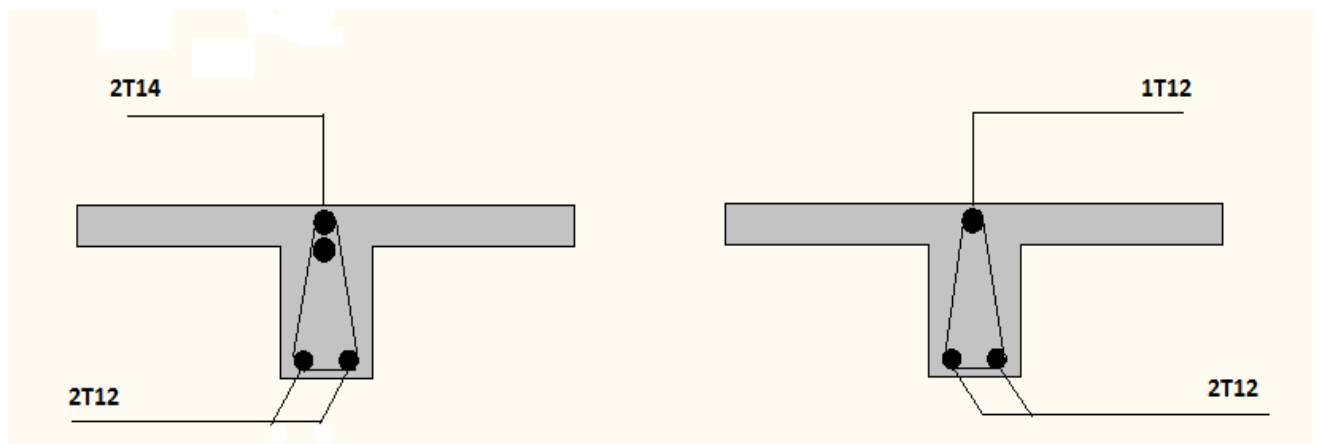


Figure .III.5: Ferrailage de poutrelles

III.2.5.Ferraillage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre 5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

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

Avec :

$$L = 65 \text{ cm}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A_1 \geq \frac{4*65}{500} = \mathbf{0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0,52}{2}$$

$$A_2 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : On adopte un treillis soude de 4 cm espacement (15*15) cm².

III.3. Etude de l'acrotère :

III.3.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui contour la terrasse inaccessible

❖ **Rôle de l'acrotère :**

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

L'acrotère se calcul en flexion composée, parce qu'il est soumis à son poids propre

W_p : poids propre de l'acrotère

F_p : surcharge d'exploitation (due au séisme)

III.3.2. Etude de l'acrotère :

III.3.2.1. Evaluation des charges :

❖ **poids propre de l'acrotère :**

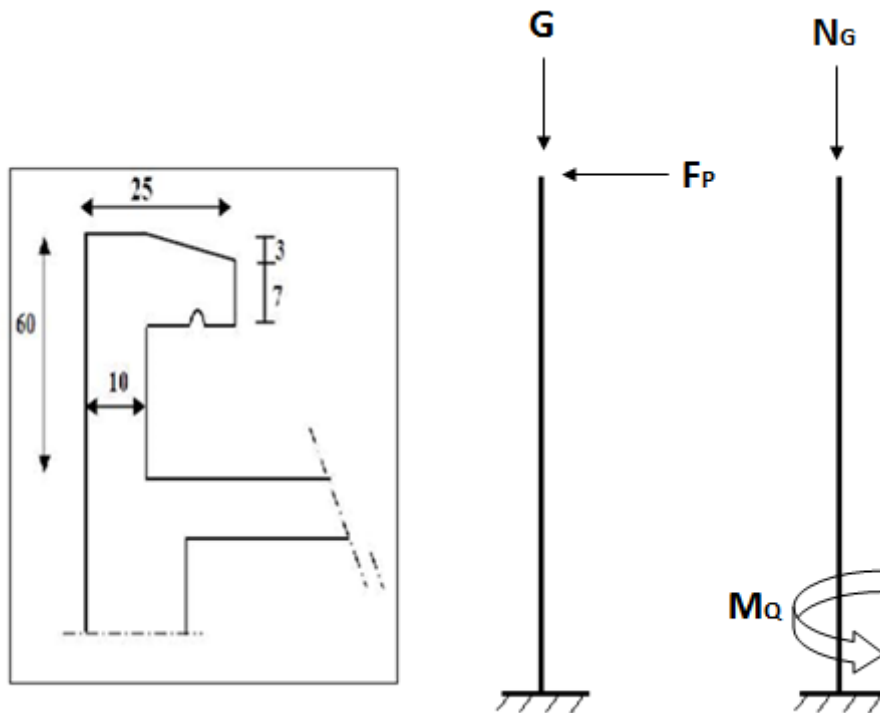


Figure III. 6 : coupe transversale de l'acrotère

$$S=(0,6*0,1)+(0,15*0,1) - \frac{0,03*0,15}{2}$$

$$S= 0,07275 \text{ m}^2$$

$$G= S*\rho = 0,07275*25$$

$$G= 1,81875 \text{ KN/ml}$$

❖ L'action du vent F_p

$$F_p= 4 * A * C_p * W_p$$

A : coefficient d'accélération

W_p : poids propre de l'acrotère

C_p : facteur de la forme horizontale

$$A= 0,15 \text{RPA99V2003}$$

$$C_p= 0,8 \text{RPA99V2003}$$

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 1,81875$$

$$F_p = 0,873 \text{ KN/ml}$$

III.3.2.2.Calculs des sollicitations :

Le calcul se fait par rapport à une bande de 1 ml

• ELU

✓ Le moment fléchissant :

$$M_u=1,5* F_p * \frac{l^2}{2}$$

$$M_u=1,5* 0,873 * \frac{(0,6)^2}{2}$$

$$M_u=0,23571 \text{ KN.m}$$

✓ L'effort normal :

$$N_u=1,35 * G$$

$$N_u=1,35 * 1,81875$$

$$N_u= 2,455 \text{ KN}$$

- ELS

✓ Le moment fléchissant :

$$M_s = \frac{Q \cdot L^2}{2}$$

$$M_s = \frac{0,873 \cdot (0,6)^2}{2}$$

$$M_s = 0,157 \text{ KN.m}$$

✓ Effort normal :

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,81875 \text{ KN}$$

III.3.2.3 Calcul de l'excentricité :

L'excentricité $\langle e \rangle$ c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,23571}{2,455} = 0,096 \text{ m}$$

III.3.2.4 détermination du ferrailage :

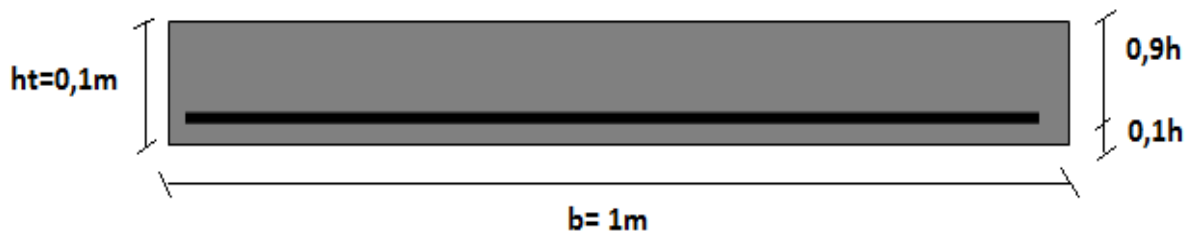


Figure III.7 : coupe transversale d'un mètre linéaire de l'acrotère

d : distance entre fibre comprimé et les armatures tendus

d' : distance entre la fibre tendu et armature tendus

$$d = 0,9 \cdot h = 0,09 \text{ m} \quad , \quad d' = 0,1 \cdot h = 0,01 \text{ m}$$

• ELU

$$e = 9,6 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Section partiellement comprimée

✓ Le moment de flexion fictive M_a :

$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{ht}{2} \right)$$

$$M_a = 0,23571 + 2,455 \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_a = 0,334 \text{ KN.m}$$

✓ Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,334 * 10^{-3}}{1 * (0,1 * 0,9)^2 * 14,17}$$

$$\mu = 2,9 * 10^{-3}$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ section a simple armature

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1 * \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right)}{\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(2,9 * 10^{-3})} \right) = 3,63 * 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,9 * 0,1(1 - 0,4 * 3,63 * 10^{-3}) = 0,0899 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1 * \left(\frac{0,334}{0,0899} - 2,455 \right)}{347,83}$$

$$A_1 = 0,03623 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 * 0,1 * (0,9 * 0,1) * \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1,0868 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 4T8 = 2,012 cm²

• ELS

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,157}{1,81875} = \mathbf{0,0863\ m} > \frac{h}{6} = \mathbf{0,0168\ m}$$

Section partiellement comprimé

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot X}{S}$$

$$\sigma_{ST} = n \cdot \frac{N_s(d-x)}{S}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA_2 \cdot (x - d') - nA_1 \cdot (d - x)$$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(0,0863 - \frac{0,1}{2} \right)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 2,012 \cdot 10^{-4}}{1} \left(0,0863 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)$$

$$\mathbf{P = -1,66 \cdot 10^{-3} m^2}$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(0,0863 - \frac{0,1}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 2,012 \cdot 10^{-4}}{1} \left(0,0863 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)^2$$

$$\mathbf{q = -1,93 \cdot 10^{-4} m^3}$$

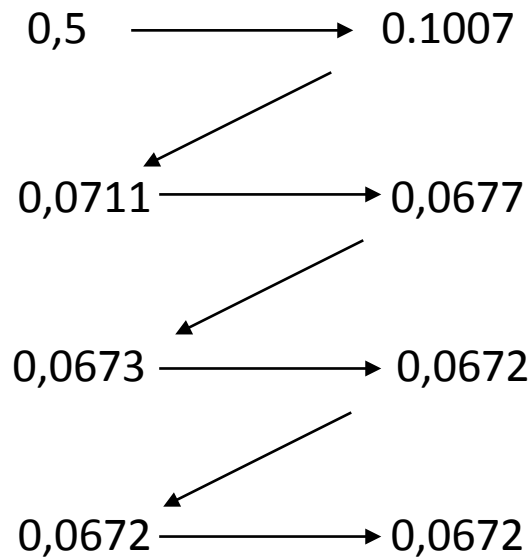
on calcule e_1 par la méthode d'itération successive :

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \dots\dots(1)$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p e_1 - q} \dots\dots(2)$$

On fixe la première valeur de $e_1 = 0,5$ on remplace dans la formule (2)

$$e_1 = 0,5$$



On trouve que la valeur e_1 est stabilisé à 0,0672

Donc :

$$X = \frac{0,1}{2} + 0,0672 - 0,0863$$

$$X = 3,09 \text{ cm}$$

$$S = \frac{1 \cdot (0,0309)^2}{2} - 15 \cdot 2,012 \cdot 10^{-4} (0,09 - 0,0309)$$

$$S = 2,99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,81875 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0309}{2,99 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,188 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{ST} = 15 \cdot \frac{1,81875 \cdot 10^{-3} (0,09 - 0,0309)}{2,99 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_{ST} = 5,39 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

✓ Les armatures de réparation :

$$A_1 = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,012}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit : 4T6 = 1,13 cm²

✓ Espacement :

$$St = \min(3h, 33 \text{ cm})$$

$$St = \min(30 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

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

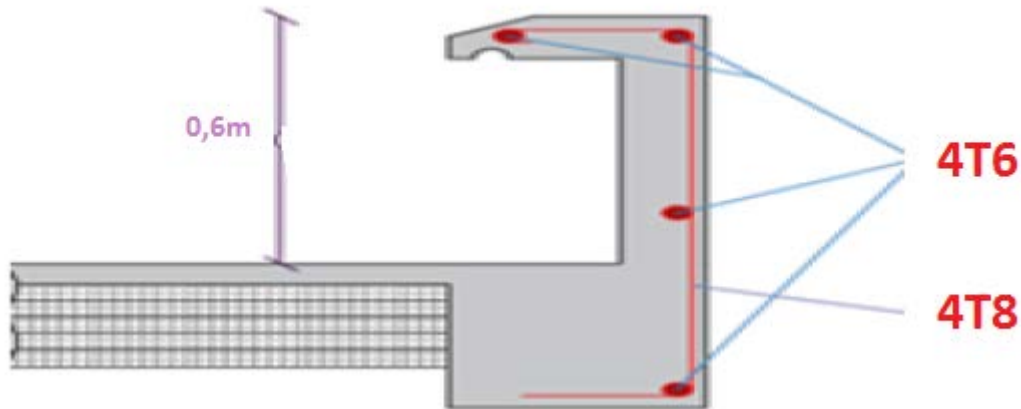


Figure III.8 : Ferrailage de l'acrotère

III.4. Etude de Balcon :

III.4.1. Introduction :

Le balcon est un élément d'architecture consiste en une plate-forme qui se dégage du mur d'un bâtiment, il est constitué de dalle pleine ancrée dans les poutres longitudinales.

III.4.2. Types de balcons :

Dans notre structure on a un seul type de balcon (dalle pleine)

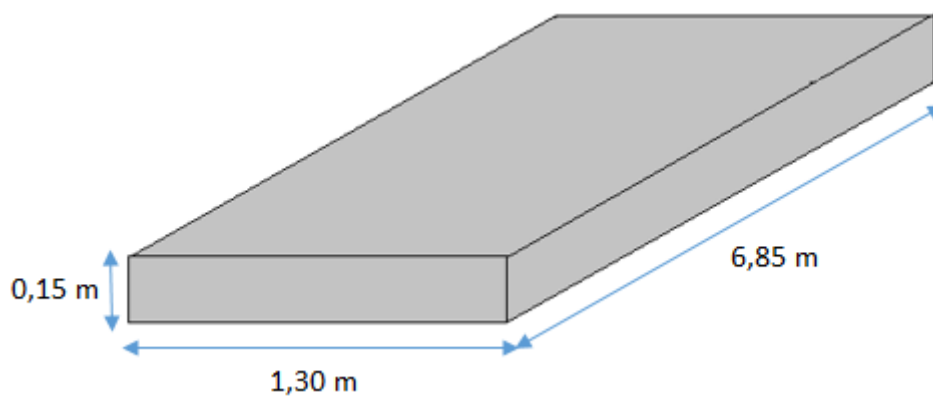


Figure .III. 9 : Schéma statique de la dalle pleine

Les dalles pleines sont calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, on

Adopte une épaisseur de $h = 15 \text{ cm}$.

Le calcul se fera pour une bande de 1.00ml

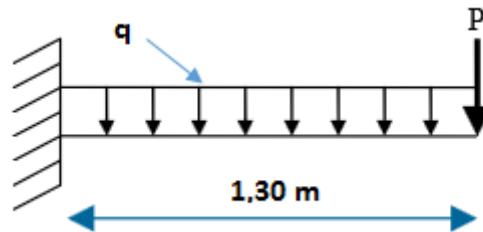


Figure .III. 10 : Schéma statique du balcon

III.4.2.1. Descente de charges :

Tableau .III. 6 : Descente de charge du balcon

Charge permanente (étage courant)	$G=4,94 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q=3,5 \text{ KN/m}^2$

Calcul de la charge concentrée P :

Tableau III. 7 : Charges concentrés

La hauteur de garde-corps (mur)	$h= 1,2 \text{ m}$
Poids propre de la brique creuse (e=10cm)	$0,9 \text{ KN/m}^2$
Enduit $e_p=2\text{cm}$	$0,44 \text{ KN/m}^2$

$$P = (0,9+0,44) * 1,2 * 1 = \mathbf{1,608 \text{ KN}}$$

❖ Les sollicitations :

• ELU :

$$q_u = [(1,35 * G) + (1,5 * Q)] * 1$$

$$q_u = [(1,35 * 4,94) + (1,5 * 3,5)] * 1$$

$$q_u = \mathbf{11,92 \text{ KN/ml}}$$

$$p_u = 1,35P$$

$$p_u = 1,35 * 1,608$$

$$p_u = \mathbf{2,1708 \text{ KN}}$$

• ELS

$$q_s = (G + Q) * 1$$

$$q_s = (4,94 + 3,5) * 1$$

$$q_s = \mathbf{8,44 \text{ KN/ml}}$$

$$p_s = P = \mathbf{1,608 \text{ KN}}$$

❖ Calcule des moments :

• ELU :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,30$

$$M(x) = -P_u * x - q_u * \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ M(1,3) = \mathbf{-12,89 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

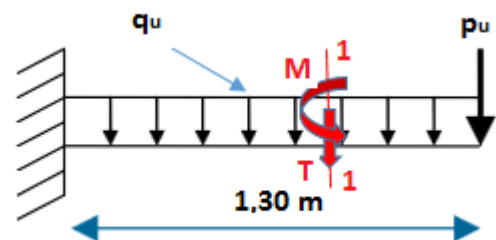


Figure. III. 11 : section 1-1 de la dalle a l'ELU

$$T(x) = P_u + q_u * x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = \mathbf{2,1708 \text{ KN}} \\ T(1,3) = \mathbf{17,67 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

• ELS

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,30$

$$M(x) = -P_s * x - q_s * \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,3) = -9,22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

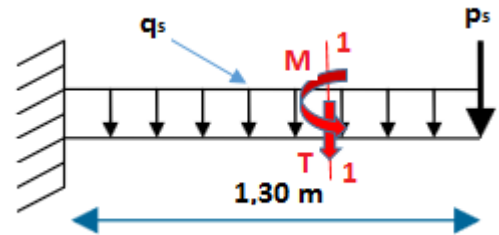


Figure .III.12 : section 1-1 de la dalle a l'ELS

$$T(x) = P_s + q_s * x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 1,608 \text{ KN} \\ T(1,3) = 12,58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau .III.8 : récapitulatif de M et T de la dalle pleine

X(m)	ELU		ELS	
	M(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	T(KN)
0	0	2,1708	0	1,608
1,30	-12,89	17,67	-9,22	12,58

III.4.2.2.calcul du ferrillage :

On considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

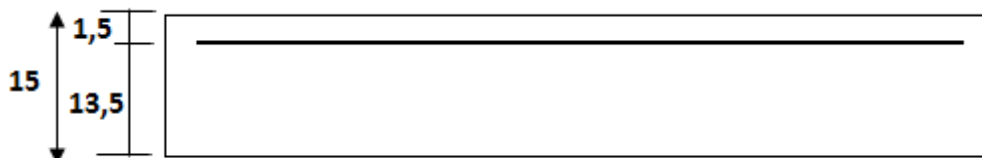


Figure .III.13 : schéma d'un balcon

❖ ELU

$$b = 1\text{m}, h = 15\text{cm}, d = 0,9 \cdot h = 13,5\text{ cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,89 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17}$$

$\mu = 0,05 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,064$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,132\text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{12,89 \cdot 10^{-3}}{0,132 \cdot 347,82} = 2,81\text{ cm}^2$$

On choisit $A_{st} = 4\text{T}12 = 4,52\text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot 1 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$A_{st} = 4,52\text{ cm}^2 \geq 1,63\text{ cm}^2 \rightarrow$ C.V

L'espacement :

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

$$e \leq \min(45\text{cm} ; 33\text{ cm})$$

$$e \leq 33\text{ cm}$$

on prend $e = 15\text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend $A_r = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$

L'espaceur :

$$e \leq \min(4 \cdot h ; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

on prend $e = 15 \text{ cm}$

❖ **ELS**

$$M_s = 9,22 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2, n = 15$$

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

$$\frac{100 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 4,52 \cdot (13,5 - x) = 0$$

$$50 \cdot x^2 + 67,8 \cdot x - 915,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 433,2 \rightarrow x = 3,66 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \cdot 3,66^3}{3} + 15 \cdot 4,52 \cdot (13,5 - 3,66)^2$$

$$I = 8199,04 \text{ cm}^4 = 8,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{9,22 * 10^{-3} * 0,0366}{8,2 * 10^{-5}}$$

$$\sigma_{bc} = 4,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s * (d-x)}{I} = 15 \frac{9,22 * 10^{-3} * (0,135 - 0,0366)}{8,2 * 10^{-5}}$$

$$\sigma_{st} = 165,96 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes admissibles :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

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

Avec $\eta = 1,6$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} > \sigma_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

D'après RPA99.

$$A_{min} = 0,5 \% b * h$$

$$A_{min} = 0,5 \% 100 * 15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 7 \text{ T12} = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } s_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{On prend } A_r = 2\text{T12} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification du cisaillement :

$$T_{max} = 17,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b * d}$$

$$\tau_u = \frac{17,67 * 10^{-3}}{1 * 0,135}$$

$$\tau_u = 0,131 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uadm} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_{uadm} = \min\left(0,15 \cdot \frac{25}{1,5} ; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_{uadm} = \min(2,5 ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_{uadm} = 2,5\text{MPa} > \tau_u \rightarrow \text{C.V}$$

Vérification de la flèche :

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

$$\frac{0,15}{1} \geq \frac{1}{16}$$

$$0,15 \geq 0,0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{7,92 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,135} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$0,058 \leq 0,0105 \rightarrow \text{C.V}$$

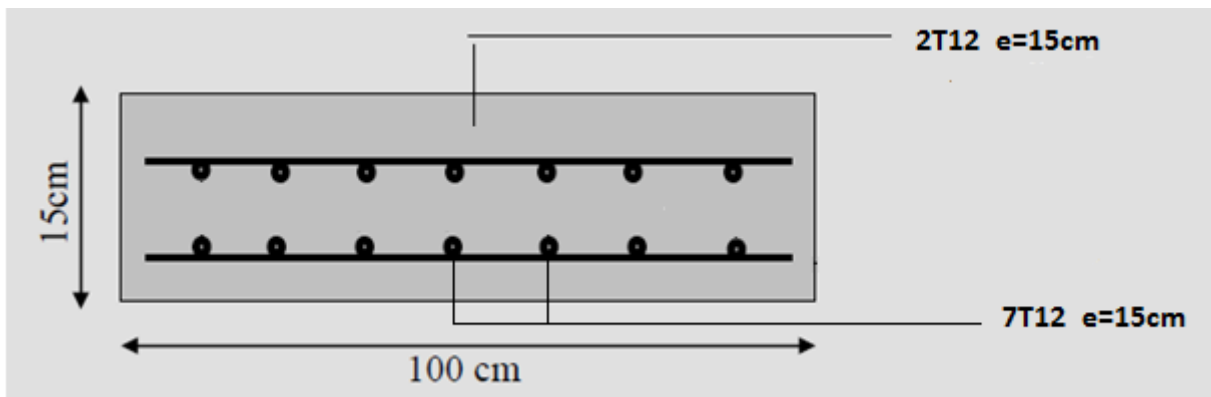


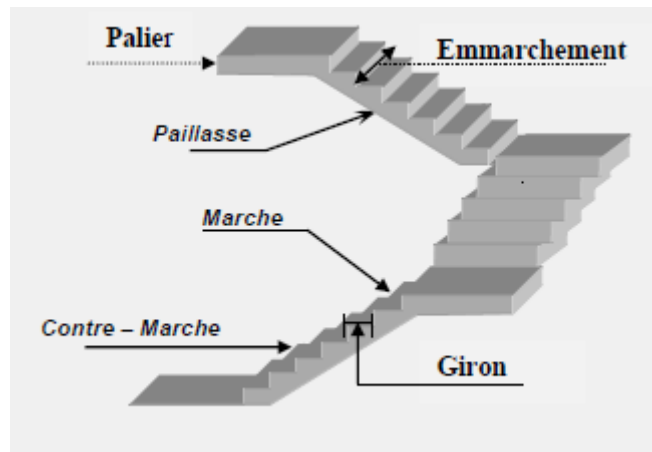
Figure .III.14 : schéma du ferrailage de balcon

III.5. Etude d'escalier :

III.5.1. Définition :

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

- Emmarchement : largeur praticable de l'escalier
- Palier : partie de plancher situé aux extrémités d'une volée.
- Giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives
- Paillasse : la dalle inclinée qui soutient les gradins
- Contre marche : partie verticale de la marche



Avec :

H : hauteur de la volée

h : hauteur d'une contre marche

g : largeur d'une marche (giron)

L : distance horizontale entre axes

III.5.2. Pré dimensionnement :

h est compris entre (16 ; 18) cm, on prend h = 17 cm

D'après la formule de Blondel :

$$0,59 \leq 2 \cdot h + g \leq 0,66 \text{ m}$$

$$0,25 \leq g \leq 0,32 \text{ m}$$

→ g = 30 cm

- **Nombre de contre marche :**

$H_e = 3,06$ m (étage courant)

$H_e = 2,55$ m (sous-sol)

$$n_1 = \frac{H_e}{h} = \frac{3,06}{0,17} = \mathbf{18}$$
 (9 marches par volée)

$$n_2 = \frac{H_e}{h} = \frac{2,55}{0,17} = \mathbf{15}$$
 (7 marches par volée)

- **Longueur de ligne de foulée :**

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant a la rampe du côté du jour.

$$L_1 = g \cdot n_1 = 30 \cdot 9 = \mathbf{2,70}$$
 m

$$L_2 = g \cdot n_2 = 30 \cdot 7 = \mathbf{2,10}$$
 m

- **L'inclinaison de la pailleasse :**

$$\alpha_1 = \arctg \frac{1,53}{2,40} = 32,52^\circ$$

$$\alpha_2 = \arctg \frac{1,275}{1,80} = 35,31^\circ$$

- **L'épaisseur de la pailleasse :**

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

$$L_1 = \frac{L_h}{\cos \alpha_1} = \frac{2,40}{\cos 32,52} = \mathbf{2,85}$$
 m

$$\frac{L_1}{30} \leq e_1 \leq \frac{L_1}{20}$$

$$\frac{2,85}{30} \leq e_1 \leq \frac{2,85}{20}$$

$$0,095 \leq e_1 \leq 0,1425 \rightarrow e_1 = \mathbf{20}$$
 cm

$$L_2 = \frac{L_h}{\cos \alpha_2} = \frac{1,80}{\cos 35,31} = \mathbf{2,21}$$
 m

$$\frac{L_2}{30} \leq e_2 \leq \frac{L_2}{20}$$

$$\frac{2,21}{30} \leq e_2 \leq \frac{2,21}{20}$$

$$0,074 \leq e_2 \leq 0,1105 \rightarrow e_2 = \mathbf{20}$$
 cm

- L'épaisseur du palier intermédiaire :

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

$$\frac{L_1}{20} \leq e_1 \leq \frac{L_1}{15}$$

$$\frac{2,15}{20} \leq e_1 \leq \frac{2,15}{15}$$

$$0,1075 \leq e_1 \leq 0,1433 \rightarrow e_1 = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{L_2}{20} \leq e_2 \leq \frac{L_2}{15}$$

$$\frac{1,65}{20} \leq e_2 \leq \frac{1,65}{15}$$

$$0,0825 \leq e_2 \leq 0,11 \rightarrow e_2 = 20 \text{ cm}$$

On a augmenté les épaisseurs parce qu'ils n'ont pas vérifiés à l'ELS

III.5.3.Descente des charges :

- Le palier :

Tableau. III. 9 : charge du palier

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kg/m}^2)$
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids propre de palier	2500	0,2	500
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Carrelage	2200	0,02	44
Lit de sable	1800	0,02	36
			$\Sigma=640$

$$G = 640 \text{ kg/m}^2 = 6,40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- La paillasse :

Tableau. III .10: charge du paillasse

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kg/m}^2)$
Mortier de pose horizontal	2000	0,02	40
Mortier de pose vertical	2000	0,02	$40 * \frac{17}{30} = 23$
Poids propre de paillasse	2500	0,2	500
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Carrelage horizontal	2200	0,02	44
Contre marche	2500	$\frac{0,17}{2}$	212,5
Carrelage vertical	2200	0,02	$44 * \frac{17}{30} = 25$
			$\Sigma = 864,5$

$$G = 864,5 \text{ kg/m}^2 = 8,6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau. III.11 : charges et surcharges des différents types

	A	G paillasse (KN)	G palier (KN)	Q(KN)
Type 1	32,52	10,76	6,4	2,5
Type 2	35,31	11,02	6,4	2,5

III.5.4. Les types d'escaliers :

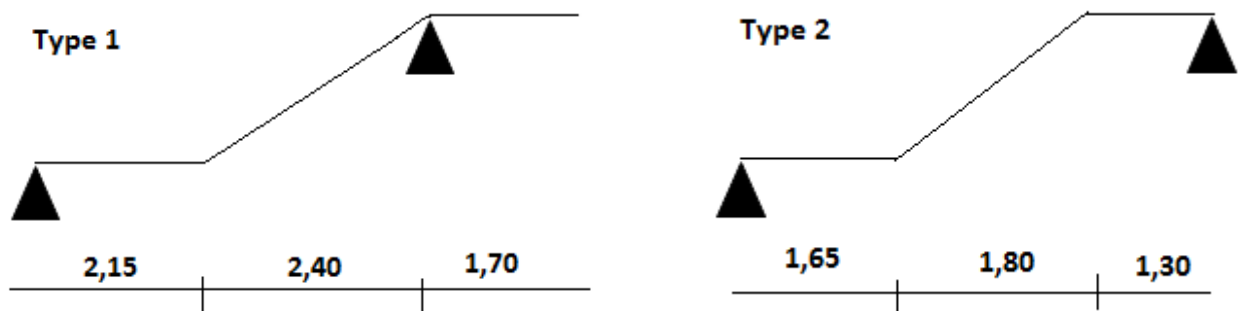


Figure. III.16 : Les types d'escaliers

III.5.5. Combinaisons d'action :

Tableau. III.12 : Combinaisons d'action

Combinaison	q (Palier)		q (Paillasse)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Type 1	12,39	8,9	18,276	13,26
Type 2	12,39	8,9	18,627	13,52

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$q_s = G + Q$$

III.5.6. Calcul des moments fléchissants et effort tranchants :

Le calcul ce fait pour une poutre simplement appuyée pour déterminer les efforts internes.

On prend le type d'escalier le plus sollicité (type 2)

- ELU :

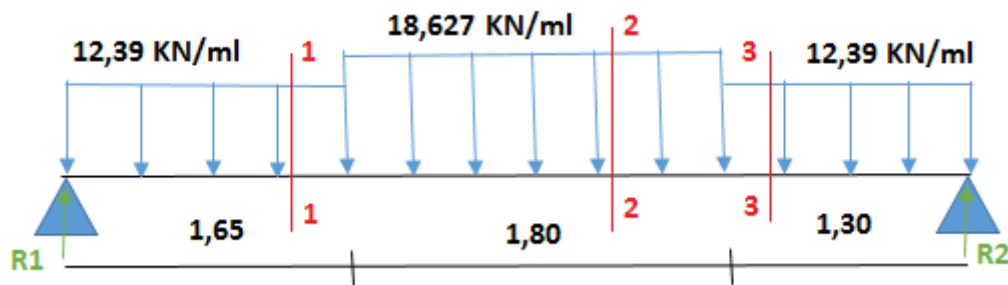


Figure. III. 67 : schéma statique de l'escalier à l'ELU

$$R_1 + R_2 = 12,39 \cdot (1,65) + 18,627 \cdot (1,80) + 12,39 \cdot (1,30)$$

$$R_1 + R_2 = \mathbf{70,08 \text{ KN}}$$

$$\sum M/1 = 0 \rightarrow -R_2 \cdot 4,75 + (12,39 \cdot 1,3 \cdot 4,1) + (18,627 \cdot 1,80 \cdot 2,55) + (12,39 \cdot \frac{1,65^2}{2}) = 0$$

$$R_2 = \mathbf{35,45 \text{ KN}}$$

$$\sum M/2 = 0 \rightarrow R_1 \cdot 4,75 - (12,39 \cdot 1,62 \cdot 3,925) - (18,627 \cdot 1,8 \cdot 2,2) - (12,39 \cdot \frac{1,30^2}{2}) = 0$$

$$R_1 = \mathbf{34,63 \text{ KN}}$$

○ Section 1-1 : $0 < X < 1,65$

$$M(x) = R_1 * x - 12,39 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 45,27 * x - 12,39 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,62) = 40,27 \text{KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - 12,39 * x$$

$$T(x) = 34,63 - 12,39 * x$$

$$T(0) = 34,63 \text{ KN}$$

$$T(1,65) = 14,18 \text{KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow R_1 - 12,39 * x = 0$$

$$34,63 - 12,39 * x = 0 \rightarrow x = \frac{34,63}{12,39}$$

$$x = 2,79 \text{ m} \in [0 ; 1,65]$$

○ Section 2-2 : $0 < X < 1,80$

$$M(x) = R_1 * (1,65 + x) - 12,39 * 1,65 * (x + \frac{1,65}{2}) - 18,627 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 34,63 * (1,65 + x) - 12,39 * 1,65 * (x + \frac{1,65}{2}) - 18,627 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 40,27 \text{KN.m}$$

$$M(1,80) = 35,62 \text{KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - 12,39 * 1,65 - 18,627 * x$$

$$T(x) = 34,63 - 12,39 * 1,65 - 18,627 * x$$

$$T(0) = 14,18 \text{KN}$$

$$T(2,4) = -19,35 \text{KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow R_1 - 12,39 * 1,65 - 18,627 * x = 0$$

$$34,63 - 12,39 * 1,65 - 18,627 * x = 0 \rightarrow x = \frac{14,1865}{18,627}$$

$$x = 0,76 \text{ m} \rightarrow M_{\max} = M(0,76) = 45,49 \text{KN.m}$$

○ Section 3-3 : $0 < X < 1,30$

$$M(x) = R_2 * x - 12,39 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 35,46 * x - 12,39 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,30) = 35,62 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_2 + 12,39 * x$$

$$T(x) = -35,45 + 12,39 * x$$

$$T(0) = -35,45 \text{ KN}$$

$$T(1,70) = -19,35 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -R_2 + 12,39 * x = 0$$

$$-35,45 + 12,39 * x = 0 \rightarrow x = \frac{35,45}{12,39}$$

$$x = 2,86 \text{ m} \in [0 ; 1,30]$$

• ELS :

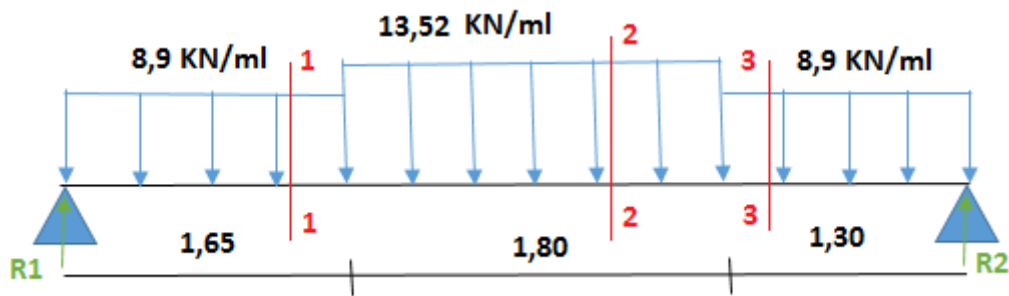


Figure.III.18 : schéma statique de l'escalier à l'ELS

$$R_1 + R_2 = 8,9 * (1,65) + 13,52 * (1,80) + 8,9 * (1,30)$$

$$R_1 + R_2 = 50,59 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \rightarrow -R_2 * 4,75 + (8,9 * 1,30 * 4,1) + (13,52 * 1,80 * 2,55) + (8,9 * \frac{1,65^2}{2}) = 0$$

$$R_2 = 25,60 \text{ KN}$$

$$\sum M/2 = 0 \rightarrow R_1 * 4,75 - (8,9 * 1,65 * 3,925) - (13,52 * 1,80 * 2,2) - (8,9 * \frac{1,30^2}{2}) = 0$$

$$R_1 = 24,99 \text{ KN}$$

○ Section 1-1 : $0 < X < 1,65$

$$M(x) = R_1 * x - 8,9 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 24,99 * x - 8,9 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,65) = 29,12 \text{KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - 8,9 * x$$

$$T(x) = 24,99 - 8,9 * x$$

$$T(0) = 24,99 \text{ KN}$$

$$T(2,15) = 10,30 \text{KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow R_1 - 8,9 * x = 0$$

$$24,99 - 8,9 * x = 0 \rightarrow x = \frac{24,99}{8,9}$$

$$x = 2,80 \text{ m} \in [0 ; 1,65]$$

○ Section 2-2 : $0 < X < 1,80$

$$M(x) = R_1 * (1,65 + x) - 8,9 * 1,65 * (x + \frac{1,65}{2}) - 13,52 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 24,99 * (1,65 + x) - 8,9 * 1,65 * (x + \frac{1,65}{2}) - 13,52 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 29,12 \text{KN.m}$$

$$M(1,80) = 25,76 \text{KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - 8,9 * 1,65 - 13,52 * x$$

$$T(x) = 24,99 - 8,9 * 1,65 - 13,52 * x$$

$$T(0) = 10,30 \text{KN}$$

$$T(1,80) = -14,03 \text{KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow R_1 - 8,9 * 1,65 - 13,52 * x = 0$$

$$24,99 - 8,9 * 1,65 - 13,52 * x = 0 \rightarrow x = \frac{10,305}{13,52}$$

$$x = 0,76 \text{ m} \rightarrow M_{\max} = M(0,76) = 32,92 \text{KN.m}$$

○ Section 3-3 : $0 < X < 1,30$

$$M(x) = R_2 * x - 8,9 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 25,60 * x - 8,9 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,30) = 25,76 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_2 + 8,9 * x$$

$$T(x) = -25,60 + 8,9 * x$$

$$T(0) = -25,60 \text{ KN}$$

$$T(1,70) = -14,03 \text{ KN}$$

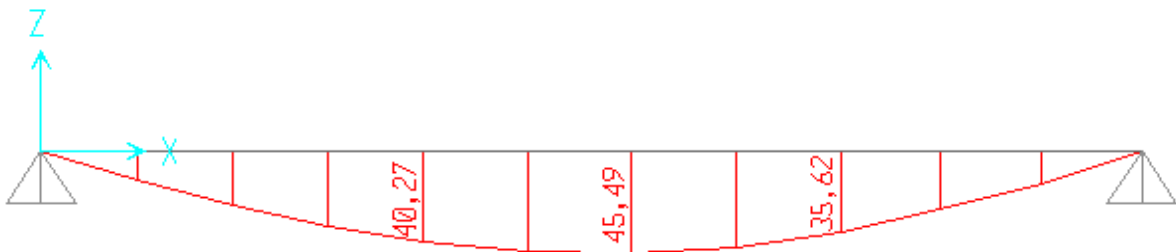
$$T(x) = 0 \rightarrow -R_2 + 8,9 * x = 0$$

$$-25,60 + 8,9 * x = 0 \rightarrow x = \frac{25,60}{8,9}$$

$$x = 2,87 \text{ m} \in [0 ; 1,30]$$

✚ **Moment fléchissant :**

▪ ELU :



▪ ELS :

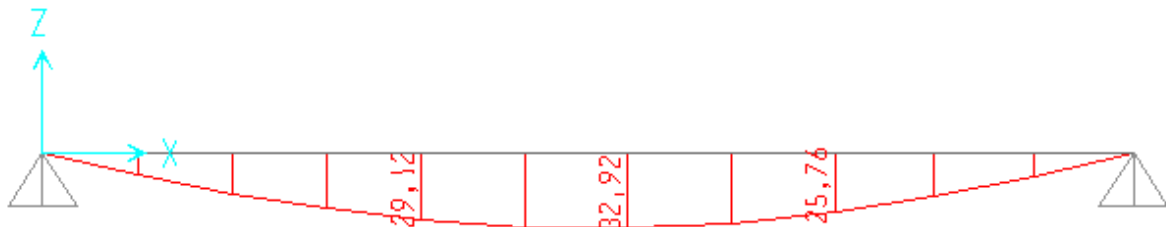
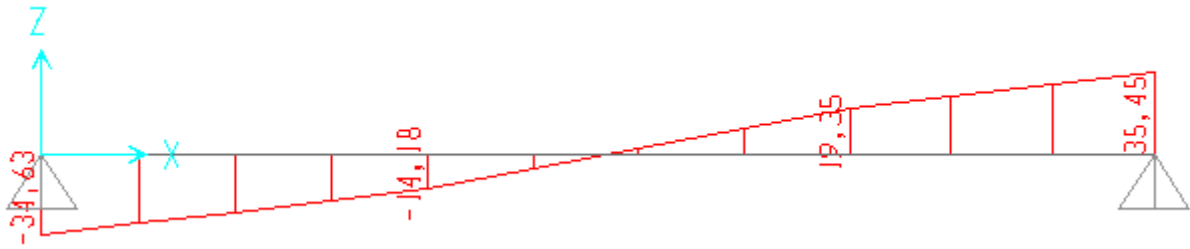


Figure. III. 19 : Les moments fléchissant

Effort tranchant :

▪ **ELU :**



▪ **ELS :**

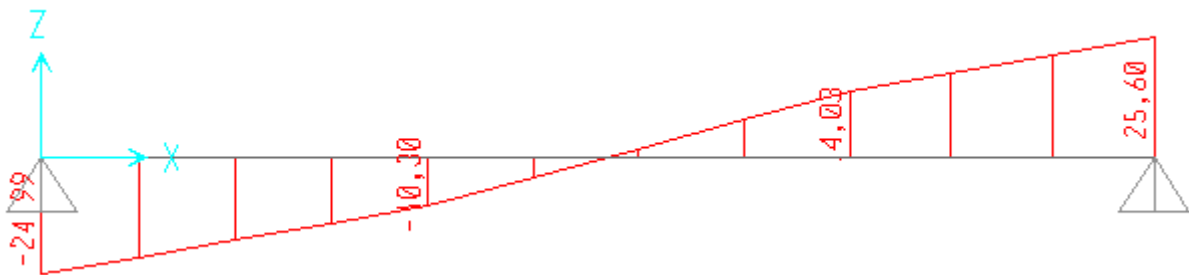


Figure. III. 20 : Les efforts tranchants

En utilisant le SAP2000 on obtient les résultats de calcul des autres types représentés dans le tableau suivant :

Tableau. III. 13 : Les efforts internes pour les différents types

	ELU		ELS	
	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
Type 1	31,52	42,52	22,82	30,78
Type 2	45,49	35,45	32,92	25,6

III.5.7.Calcul du ferrailage :

❖ **Ferrailage longitudinal :**

➤ **En travée :**

○ **ELU :**

$$M_t = 0,85 * M_{\max} = 0,85 * 45,49 = \mathbf{38,67 \text{ KN.m}}$$

$$b = \mathbf{1 \text{ m}}, h = \mathbf{20 \text{ cm}}, d = 0,9 * h = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = \mathbf{14,17 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b*d^2*f_{bc}} = \frac{38,67*10^{-3}}{1*0,18^2*14,17}$$

$\mu = 0,084 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$Z = d*(1-0,4*\alpha) = 0,172 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{Z*\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{38,67*10^{-3}}{0,172*347,82} = 6,46 \text{ cm}^2$$

On a choisi « 5T14 » et l'ELS n'est pas vérifiée donc on augmente la section à « 6T14 »

On choisit $A_{st} = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23*b*d*\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23*1*0,18*\frac{2,1}{400}$$

$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 \geq 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ C.V

Armatures de répartition :

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

On prend $A_r = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m}$

Vérification du cisaillement :

$$T_{\max} = 35,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b*d}$$

$$\tau_u = \frac{35,45*10^{-3}}{1*0,18}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uadm} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_{uadm} = \min\left(0,15 \cdot \frac{25}{1,5}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_{uadm} = \min(2,5; 4\text{MPa})$$

$$\tau_{uadm} = 2,5\text{MPa} > \tau_u \rightarrow \text{C.V}$$

Vérification de la flèche :

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

$$\frac{3,06}{6,25} \geq \frac{1}{16}$$

$$0,49 > 0,0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{9,24 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,18} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$0,005 < 0,0105 \rightarrow \text{C.V}$$

○ ELS :

Position de l'axe neutre :

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

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2, n = 15$$

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

$$\frac{100 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 9,24 \cdot (18-x) = 0$$

$$50 \cdot x^2 + 138,6 \cdot x - 2494,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 719,84 \rightarrow x = 5,8 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \cdot 5,8^3}{3} + 15 \cdot 9,24 \cdot (18-5,8)^2$$

$$I = 25878,02 \text{ cm}^4 = 2,59 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,85 \cdot 32,92 \cdot 10^{-3} \cdot 0,058}{2,59 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} = 15 \cdot \frac{0,85 \cdot 32,92 \cdot 10^{-3} \cdot (0,18-0,058)}{2,59 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 197,71 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes admissibles :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

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

Avec $\eta = 1,6$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} > \sigma_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **En appuis :**

○ **ELU :**

$$M_t = 0,5 \cdot M_{\max} = 0,5 \cdot 45,49 = 22,745 \text{ KN.m}$$

$$b = 1 \text{ m}, h = 20 \text{ cm}, d = 0,9 \cdot h = 18 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22,745 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,17}$$

$\mu = 0,05 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = \mathbf{0,064}$$

$$Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = \mathbf{0,175 \text{ m}}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{Z * \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{347,82 \text{ MPa}}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{22,745 * 10^{-3}}{0,175 * 347,82} = \mathbf{3,73 \text{ cm}^2}$$

On a choisi « **4T12** » et l'ELS n'est pas vérifiée donc on augmente la section à « **6T12** »

On choisit $A_{st} = \mathbf{6T12 = 6,79 \text{ cm}^2}$

○ **ELS :**

Position de l'axe neutre :

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

$$A_{st} = \mathbf{6,79 \text{ cm}^2}, n = \mathbf{15}$$

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

$$\frac{100 * x^2}{2} - 15 * 6,79 * (18 - x) = 0$$

$$50 * x^2 + 101,85 * x - 1833,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{614,03} \rightarrow x = \mathbf{5,12 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 * 5,12^3}{3} + 15 * 6,79 * (18 - 5,12)^2$$

$$I = \mathbf{21370,3 \text{ cm}^4} = \mathbf{2,1 * 10^{-4} \text{ m}^4}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S * x}{I} = \frac{0,5 * 32,92 * 10^{-3} * 0,0512}{2,1 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 4,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_S * (d-x)}{I} = 15 * \frac{0,5 * 32,92 * 10^{-3} * (0,18 - 0,0512)}{2,1 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 151,43 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes admissibles :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

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

Avec $\eta = 1,6$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} > \sigma_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Tableau.III.14 : Récapitulatif de ferrailage des différents types des escaliers

Ferrailage		Section calculée (cm ²)	Section choisie (cm ²)	Armatures de répartition (cm ²)
Type 1	Travée	4,41	5T14	3T12
	Appuis	2,92	5T12	
Type 2	Travée	6,46	6T14	
	Appuis	3,74	6T12	

III.6. Etude de la poutre palière :

D'après le BAEL91 V 99 on a :

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

Avec $L = 3 \text{ m}$

$$\frac{300}{15} < h < \frac{300}{10}$$

$$20 < h < 30$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$

La longueur de la poutre doit vérifier les conditions suivantes :

$$0.3 \cdot h < b < 0.7 \cdot h$$

$$0.3(30) < b < 0.7(30)$$

$$9 < b < 21$$

On prend **b = 25 cm**

Selon le RPA99v2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \iff b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \iff h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \iff \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \rightarrow \text{C.V}$$

La poutre palière a une dimension de (35*25)

❖ **Evaluation des charges :**

- **Poids propre de la poutre palière :**

G₁ : poids propre de la poutre

G₂ : poids propre de mur

$$G_1 = b \cdot h \cdot \gamma_b$$

$$G_1 = 0,25 \cdot 0,35 \cdot 25 = \mathbf{2,1875 \text{ KN/ml}}$$

$$G_2 = p \cdot (H - h)$$

$$G_2 = 3 \cdot (5 - 0,35)$$

$$G_2 = \mathbf{13,95 \text{ KN/ml}}$$

- **Réaction des escaliers :**

$$T_{\max} = \frac{R}{2}$$

avec L est la longueur de la poutre palière

$$T_{\max} = \mathbf{42,52 \text{ KN}}$$

$$R = T_{\max} \cdot \frac{2}{L}$$

$$R = 42,52 \cdot \frac{2}{3} = \mathbf{28,34 \text{ KN/ml}}$$

- La charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- Calcule des efforts internes :

$$Q_u = 1,35 * (G_1 + G_2) + 1,5 * Q + R$$

$$Q_u = 1,35 * (2,1875 + 13,95) + 1,5 * 2,5 + 28,34$$

$$Q_u = 53,87 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = (G_1 + G_2) + Q + R$$

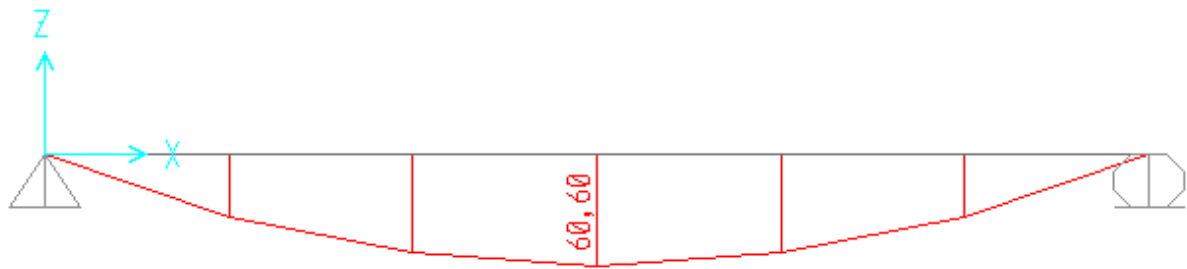
$$Q_s = (2,1875 + 13,95) + 2,5 + 28,34$$

$$Q_s = 46,97 \text{ KN/ml}$$

Après l'utilisation du sap 2000 on obtient :

❖ Moment fléchissant :

- ELU :



- ELS :

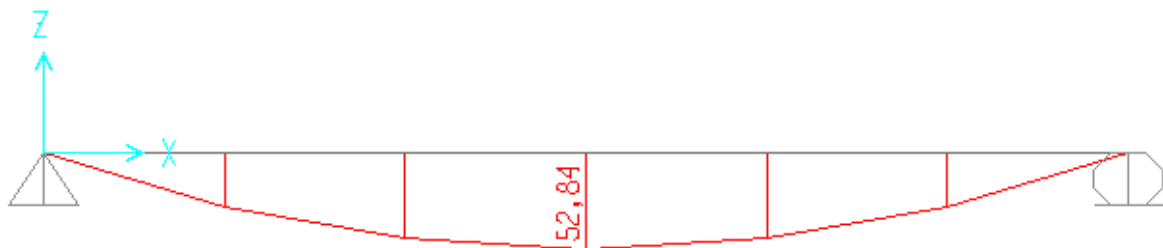
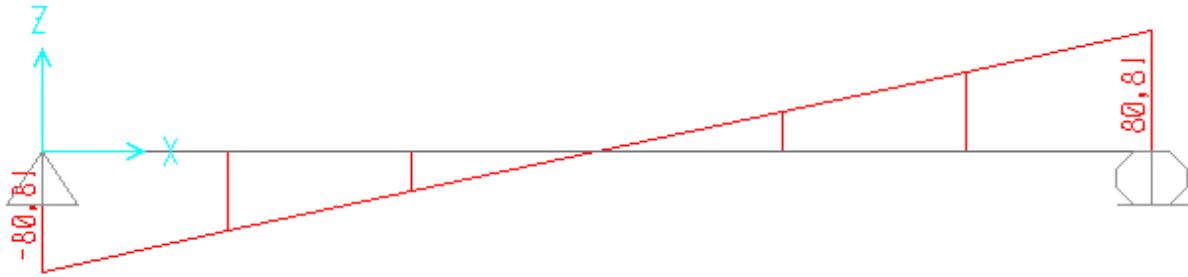


Figure. III. 21 : Les moments fléchissant

❖ Effort tranchant :

- ELU :



- ELS :

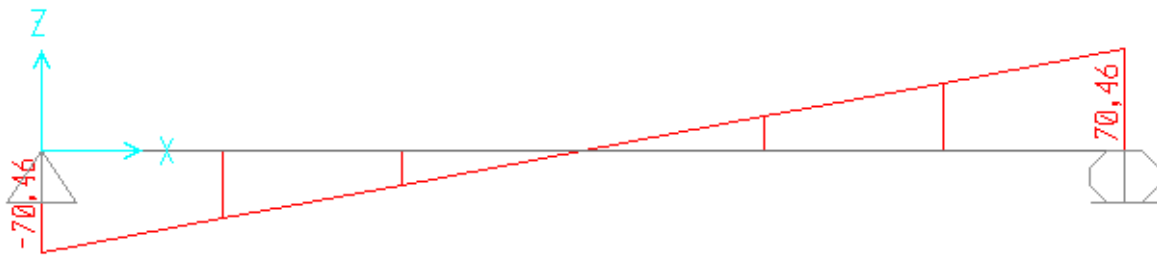


Figure. III.22 : Les efforts tranchants

Tableau. III. 15 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palière

ELU		ELS	
$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
60,60	80,81	52,84	70,46

❖ Calcul de ferrailage longitudinal :

- En travée :

- ELU :

$$M_{\max} = M_0 = 60,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{trav}} = 0,85 * M_0 = 0,85 * 60,60$$

$$M_{\text{trav}} = 51,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{51,51 * 10^{-3}}{0,25(0,9 * 0,35)^2 * 14,17}$$

$$\mu_u = 0,147 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{section a simple armature}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z\sigma_{st}}$$

Avec :

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,147})$$

$$\alpha = 0,20$$

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

$$Z = 0,9 * 0,35 (1 - 0,4 * 0,20)$$

$$Z = 0,29 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{Y_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} \geq \frac{51,51 * 10^{-3}}{0,29 * 347,826}$$

$$A_{st} \geq 5,1 \text{ cm}^2$$

On a choisit **6T14** et l'ELS n'est pas vérifié donc on augmente la section à **8T14**

Le choix : **Ast = 8T14 = 12,32 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b * h}{1000} ; 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{0,35 * 0,25}{1000} ; 0,23 * 0,25 * 0,9 * 0,35 * \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (8,75 * 10^{-5} ; 9,5 * 10^{-5}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2 > 0,95 \text{ Cm}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

o **ELS :**

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

$$\frac{25x^2}{2} - 15 * 12,32 * (0,9 * 35 - x) = 0$$

$$12,5 x^2 + 184,8x - 5821,2 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = (184,8)^2 - 4(12,5)(-5821,2) \rightarrow \Delta = 325111,04$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-184,8 - \sqrt{325211,04}}{2(12,5)} = -30,2 \rightarrow \text{on ne prend pas cette valeur}$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-184,8 + \sqrt{325211,04}}{2(12,5)} = 15,42 \text{ cm}$$

$$X = 15,42 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0,25 * (15,42 * 10^{-2})^3}{3} + 15 * 12,32 * 10^{-4} * (0,35 * 0,9 - 15,42 * 10^{-2})^2$$

$$I = 7,83 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 * 52,84 * 10^{-3} (15,42 * 10^{-2})}{7,83 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 8,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{c.v}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_S (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{0,85 * 52,84 * 10^{-3} (0,35 * 0,9 - 15,42 * 10^{-2})}{7,83 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 138,35 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{n * f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} * 400; 110 \sqrt{1,6 * 2,1} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (266,66 ; 201,633) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 138,35 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,633 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

- En appuis :
- ELU :

$$M_{\max} = M_0 = \mathbf{60,60 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{\text{trav}} = 0,5 * M_0 = 0,5 * 60,60$$

$$\mathbf{M_{\text{trav}} = 30,3 \text{ KN/ml}}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{30,3 * 10^{-3}}{0,25 * (0,9 * 0,35)^2 * 14,17}$$

$$\mathbf{\mu_u = 0,086}$$

$$\mu_u = \mathbf{0,086} < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{section a simple armature}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,086})$$

$$\mathbf{\alpha = 0,112}$$

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

$$Z = 35 * 0,9 (1 - 0,4 * 0,112)$$

$$\mathbf{Z = 30,09 \text{ cm}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{Y_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{347,826 \text{ MPa}}$$

donc :

$$A_{st} \geq \frac{30,3 * 10^{-3}}{30,09 * 10^{-2} * 347,826}$$

$$A_{st} \geq 2,9 \text{ cm}^2$$

On a choisit **4T12** et l'ELS n'est pas vérifié donc on augmente la section à **4T14**

Le choix : $A_{st} = \mathbf{4T14 = 6,16 \text{ cm}^2}$

○ ELS :

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

$$\frac{25x^2}{2} - 15 * 6,16 * (35*0,9-x) = 0$$

$$12,5 x^2 + 92,4 x - 2910,6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = (92,4)^2 - 4(12,5)(-2910,6)$$

$$\Delta = 154067,76$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-92,4 - \sqrt{154067,76}}{2(12,5)} = -19,39 \rightarrow \text{on ne prend pas cette valeur}$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-92,4 + \sqrt{154067,76}}{2(12,5)} = 12 \text{ cm}$$

$$X = 12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0,25 * (12 * 10^{-2})^3}{3} + 15 * 6,16 * 10^{-4} * (0,35 * 0,9 - 12 * 10^{-2})^2$$

$$I = 4,95 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,5 * 52,84 * 10^{-3} * 12 * 10^{-2}}{4,95 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{c.v}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s (d-X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{0,5 * 52,84 * (0,35 * 0,9 - 12 * 10^{-2})}{4,95 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 156,12 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{n * f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = 156,12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 * d}$$

$$\tau_u = \frac{84,60 * 10^{-3}}{0,25 * 0,35 * 0,9}$$

$$\tau_u = 1,0743 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uadm} = \min \left(0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{uadm} = \min \left(0,2 * \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{uadm} = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{uadm} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{uadm} \text{ donc C.V}$$

Calcul de ferrailage transversal :

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

$$\phi \leq \min \left(\frac{35}{35} ; 1,4 ; \frac{25}{10} \right)$$

$$\phi \leq 1 \text{ cm}$$

Donc on choisit $\phi = 6 \text{ mm}$

D'après RPA99 V2003

Zone nodale :

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

$$S_t \leq \min \left(\frac{35}{4} ; 12(0,6) ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq 7,2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } S_t = 7 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau.III.16 : Ferrailage des poutres palières

	En travée		En appuis		S_t (cm)
	A_{cal} (cm ²)	$A_{choisis}$ (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{choisis}$ (cm ²)	
Type 1	5,38	12,32 (8T14)	3,041	6,16 (4T14)	7(zone nodale)
Type 2	4,6	12,32 (8T14)	2,6	6,16 (4T14)	15(zone courante)

III.7. Etude de l'ascenseur :

III.7.1.Introduction :

Appareil servant au transport vertical des personnes aux différents étages d'un immeuble.

Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles L'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur qui constitue une cheminée naturelle particulièrement dangereuse en cas d'incendie, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids; les câbles).

Les ascenseurs ont été normalisés sur le plan international trois types ont été définis basés sur la charge transportée :(400Kg ; 630Kg ; 1000Kg) assorti d'une gamme de vitesse (0,63-1-1,60-2,50m/s).

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- ❖ le treuil de levage et sa poulie
- ❖ la cabine ou la benne
- ❖ le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie.

Le treuil soit :

- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

- Q : la charge en cabine.

- Pp : le poids de contrepoids tel que $p_p = p_m + \frac{Q}{2}$

- Largeur : 1m

- profondeur : 1,4 m

- hauteur : 2,2 m

- la largeur de passage libre : 0,8m

- la hauteur de passage libre : 2,00m

- la hauteur de la course : 31,13m

La surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,1) \times 2,2 = 8,58 \text{ m}^2$

III.7.2 .Pré dimensionnement :

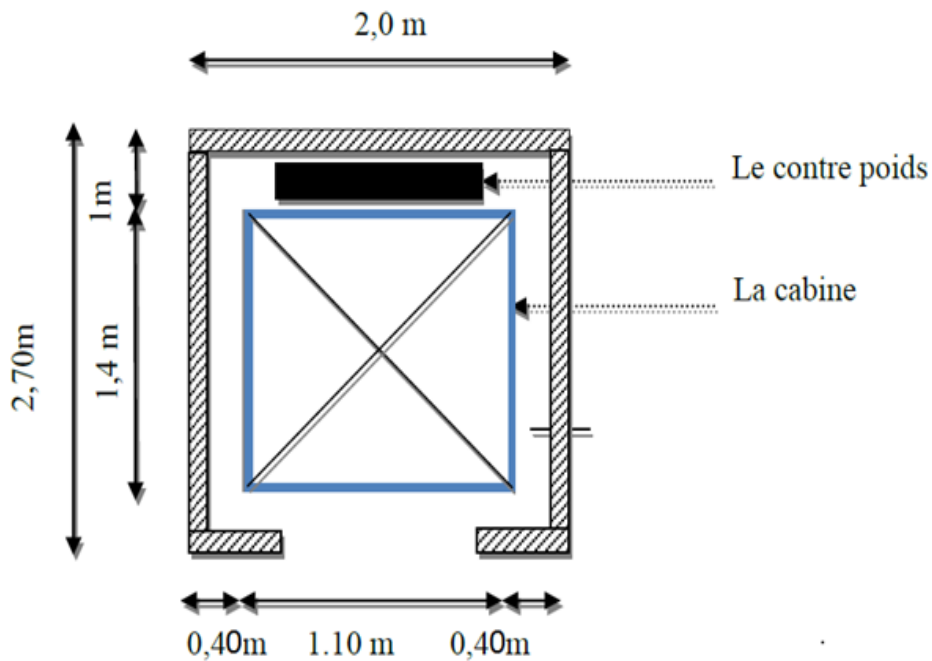


Figure.III.23 : Vue en plan de l'ascenseur

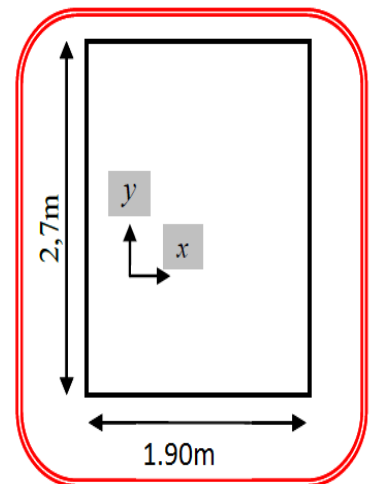


Figure.III.24 : Dalle pleine d'ascenseur

III.7.3 .Descentes des charges :

❖ Charges permanentes :

Tableau. III. 47 : Descente des charges de la dalle d'ascenseur

Poids de la cabine	10 KN/m ²
Poids de la machine	6.3 KN/m ²
Poids propre de la dalle	25*0.15 = 3.75 KN/m ²
	G= 20.05 KN/m²

❖ Charge d'exploitation :

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul des sollicitations

• ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 20.05 + 1.5 * 5$$

$$q_u = \mathbf{34,56 \text{ KN/m}^2}$$

• ELS

$$q_s = G + Q = 20.05 + 5$$

$$q_s = \mathbf{25.05 \text{ KN/m}^2}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 1.9 \text{ m} \\ L_y = 2.7 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,9}{2,7} = \mathbf{0,70}$$

$\alpha = 0,70 > 0,4 \rightarrow$ donc la dalle porte sure les deux sens.

$$\mu_x = \frac{1}{8 * (1 + 2,4 * \alpha^3)} = \mathbf{0,0685}$$

$$\mu_y = \alpha^3 * (1,9 - 0,9\alpha) = \mathbf{0,436}$$

❖ Calcul des moments pour les bandes de largeur unité :

• ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0,0685 * 34,56 * (1,9)^2 = \mathbf{8,54 \text{ KN.m}} \\ M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0,436 * 8,54 = \mathbf{3,72 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

❖ Calcul des moments dans la dalle :

✓ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 7,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 3,16 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 4,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{oy} = 1,58 \text{ KN.m}$$

✓ Valeur maximale à respecter :

En travée : $M_{ty} > (M_{tx}/4) = (7,26/4) = 1,815 \text{ KN.m}$
 $M_{ty} = 3,16 \text{ KN.m}$



En appui : $M_{ax} = M_{ay} = 4,27 \text{ KN.m}$

III.7.4 .Le ferrailage :

La dalle ferrillée en deux sens en fonction de M_x , M_y .

le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$Y = \frac{qu}{qs} = \frac{34,56}{25,05} = 1,38$$

$$\mu_lu = [340 * Y + 49 * f_{c28} - 3050] * 10^{-4} = 0,292$$

❖ Selon X

○ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7,26 * 10^{-3}}{1 \cdot (15 * 0,9 * 10^{-2})^2 \cdot 14,17} = 0,0281$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0281)})$$

$$\alpha = 0,035$$

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

$$Z = (15 * 0,9)(1 - 0,4 * 0,035)$$

$$Z = 13,31 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{7,26 \cdot 10^{-3}}{(13,31 \cdot 10^{-2}) \cdot \frac{400}{1,15}}$$

$$A_t = 1,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 1,56 \text{ cm}^2$$

○ En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4,27 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (15 \cdot 0,9 \cdot 10^{-2})^2 \cdot 14,17} = 0,0165$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0165)})$$

$$\alpha = 0,02$$

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

$$Z = (15 \cdot 0,9)(1 - 0,4 \cdot 0,02)$$

$$Z = 13,392 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{4,27 \cdot 10^{-3}}{(13,392 \cdot 10^{-2}) \cdot \frac{400}{1,15}}$$

$$A_a = 0,91 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a = 0,91 \text{ cm}^2$$

❖ Selon Y

○ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3,16 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (15 \cdot 0,9 \cdot 10^{-2})^2 \cdot 14,17} = 0,0122$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0122)})$$

$\alpha = 0,0153$

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

$$Z = (15 \cdot 0,9)(1 - 0,4 \cdot 0,0153)$$

$Z = 13,41 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{3,16 \cdot 10^{-3}}{(13,41 \cdot 10^{-2}) \cdot \frac{400}{1,15}}$$

$$A_t = 0,677 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_t = 0,677 \text{ cm}^2$

○ En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,58 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (15 \cdot 0,9 \cdot 10^{-2})^2 \cdot 14,17} = 0,00611$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,292 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,00611)})$$

$\alpha = 0,00766$

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

$$Z = (15 \cdot 0,9)(1 - 0,4 \cdot 0,00766)$$

$Z = 13,45 \text{ cm}$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{1,58 \cdot 10^{-3}}{(13,45 \cdot 10^{-2}) \cdot \frac{400}{1,15}}$$

$$A_a = 0,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_a = 0,34 \text{ cm}^2$

❖ Section minimal des armatures :

• Selon Y :

Pour l'acier feE400

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{y \min} = 8 * h = 8 * 0.15 = 1,2 \text{ cm/ml} \\ A_{ty} = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ay} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \longrightarrow \begin{array}{l} \text{donc on choisit} \\ \mathbf{A_{ty} = A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{array}$$

• Selon X

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} * A_{y \min} \text{ donc on choisit} \\ A_{x \min} = \frac{3-0,70}{2} * 1,2 \\ A_{tx \min} = A_{ax \min} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A_{tx} = A_{ax} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

❖ Choix des aciers :

• Sens Lx:

$$A_{tx} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 * h = 3 * 15 = 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{S_t = 33 \text{ cm}}$$

Donc on choisit les armatures **T12**

- Sens Lx:

$$A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot h = 4 \cdot 15 = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad S_t = 33 \text{ cm}$$

Donc on choisit les armatures **T12**

Chapeau :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on choisit les armatures **T12**

Tableau. III.18 : ferrailages de la dalle d'ascenseur

		Section	Espacement
Selon X	Travée	T12	25 cm
	Appui	T12	25 cm
Selon y	Travée	T12	25 cm
	Appui	T12	25 cm

❖ Verification des efforts tranchants :

$$\alpha = 0,7 > 0,4$$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_{ux} = \frac{qu \cdot lx}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{34,56 \cdot 1,9}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,7}{2}} = 24,32 \text{ KN} \\ T_{ux} = \frac{qu \cdot lx}{3} = T_{ux} = \frac{34,56 \cdot 1,9}{3} = 21,88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \tau_{u \text{ lim}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{24,32 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,15 \cdot 0,9)} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ lim}} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$



$$\tau_u < \tau_{u \text{ lim}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

il n'y aura pas d'armature
d'âme

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil dans une zone sismique (zone II_a) dans notre cas, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles.

La résolution de l'équation d'une structure en vibration libre ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des élément finis par exemple (SAP2000) avec une modélisation adéquat de la structure, peut aboutir à une meilleur définition des caractéristiques propres d'une structure données.

Dans cette étude nous allons utiliser les logiciel SAP 2000 et ETABS qui présentent plus de facilité d'exécution

Après avoir essayé une dizaine de disposition, nous avons optée pour la solution suivante :

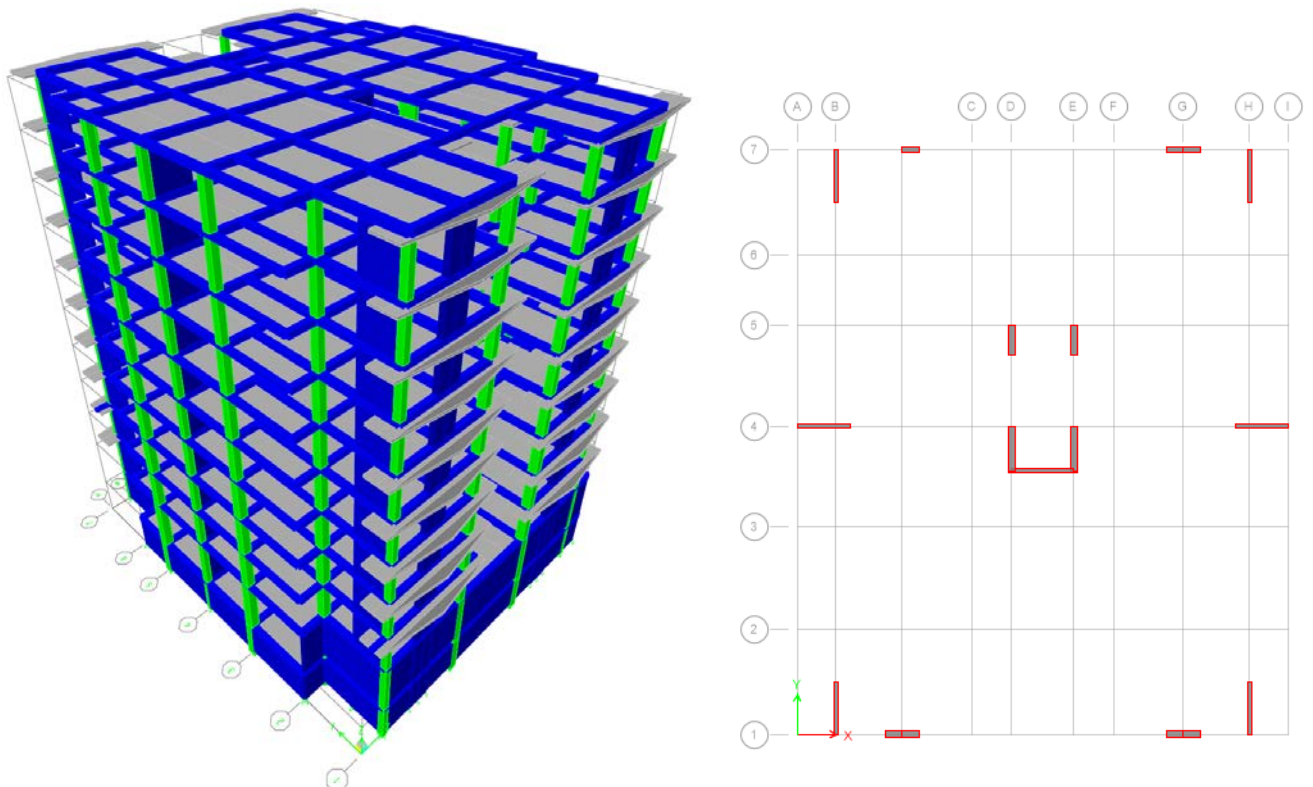


Figure .IV. 1: Modélisation de notre structure

IV.3.Méthodes de calculs :

Le calcul de la force sismique peut se faire par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode spectrale modale.

IV.3.1.Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de force statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

(D'après la formule de RPA99ver2003)

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure.

➤ Coefficient d'accélération de zone (A) :

D'après le RPA 99 : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique II}_a \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \rightarrow A = 0,15$

➤ Facteur d'amplification dynamique moyen (D):

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_x = \min \left(C_T * h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 * h n}{\sqrt{L_x}} \right)$$

$$T_x = \min \left(0,05 * 35,19^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 * 35,19}{\sqrt{24,9}} \right)$$

$$T_x = \min (0,72 ; 0,63) \rightarrow T_x = 0,63 \text{ s}$$

$$T_y = \min \left(C_T * h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 * h n}{\sqrt{L_y}} \right)$$

$$T_y = \min \left(0,05 * 35,19^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 * 35,19}{\sqrt{29,4}} \right)$$

$$T_y = \min (0,72 ; 0,58) \rightarrow T_x = 0,58 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,8 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$D = 2,5 * \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 7)}$$

$$\eta = 0,882$$

$$D_x = 1,87$$

$$D_y = 1,99$$

➤ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

D'après RPA 99 :

R=4 (Portiques contreventés par des voiles).

➤ Facteur de qualité (D) :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Tableau. IV. 1 : Pénalité en fonction des critères de qualité q

Critère q	Valeurs de P _q	
	Selon x	Selon y
Condition min sur les filles de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,05	0,05
	Σ= 0,2	Σ= 0,2

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,2 = 1,2$$

➤ Poids total de la structure (W) :

Tableau. IV. 2 : Poids des différents niveaux

Niveau	Poids (KN)
Terrasse inaccessible	5643,4
Etage 9	6288,9
Etage 8	6315,4
Etage 7	6365,7
Etage 6	6413,9
Etage 5	6413,9
Etage 4	6460,5
Etage 3	6474,1
Etage 2	6505
Etage 1	7660,1
RDC	8475
Σ	73015,9

Calcul de l'effort tranchant a la base :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W_t = \frac{0,15 \cdot 1,87 \cdot 1,20}{4} \cdot 73015,9 = 6144,29 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W_t = \frac{0,15 \cdot 1,99 \cdot 1,20}{4} \cdot 73015,9 = 6538,57 \text{ KN}$$

Résultats de l'analyse dynamique :

Le tableau ci-dessous récapitule les facteurs de participation massique pour chaque mode de vibration :

Tableau. IV. 3 : Période et participation massique de la structure

Mode	Période (s)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	0.800515	0.0959	66.3569	0.0959	66.3569
2	0.78625	52.9346	0.0244	53.0305	66.3813
3	0.658228	12.294	0.1807	65.3244	66.5619
4	0.237885	2.0095	10.0144	67.334	76.5764
5	0.234055	7.1911	3.2627	74.525	79.839
6	0.1923	4.2347	0.0304	78.7597	79.8695
7	0.121661	1.405	2.6975	80.1647	82.567
8	0.119298	1.3528	3.7513	81.5176	86.3183
9	0.097359	2.5184	0.021	84.0359	86.3393
10	0.076892	1.0524	0.393	85.0884	86.7323
11	0.074044	0.2576	3.6353	85.346	90.3676
12	0.06164	2.1598	0.0229	87.5058	90.3905
13	0.054029	0.5969	0.0594	88.1028	90.4498
14	0.050836	0.1358	2.2796	88.2386	92.7294
15	0.044304	2.5405	0.0341	90.7791	92.7635

Remarque :

1°/Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,8\text{sec}$.

2°/Les 3 premiers modes sont des modes de translation, Le 4ème mode est un mode de torsion.

3°/Les 15 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA 99/version 2003).

IV.5. Méthode modale spectrale :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone, A=0,15

η : Facteur de correction d'amortissement, η= 0,882

R : Coefficient de comportement de la structure R=4

T : Période fondamentale de la structure

Q : Facteur de qualité

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

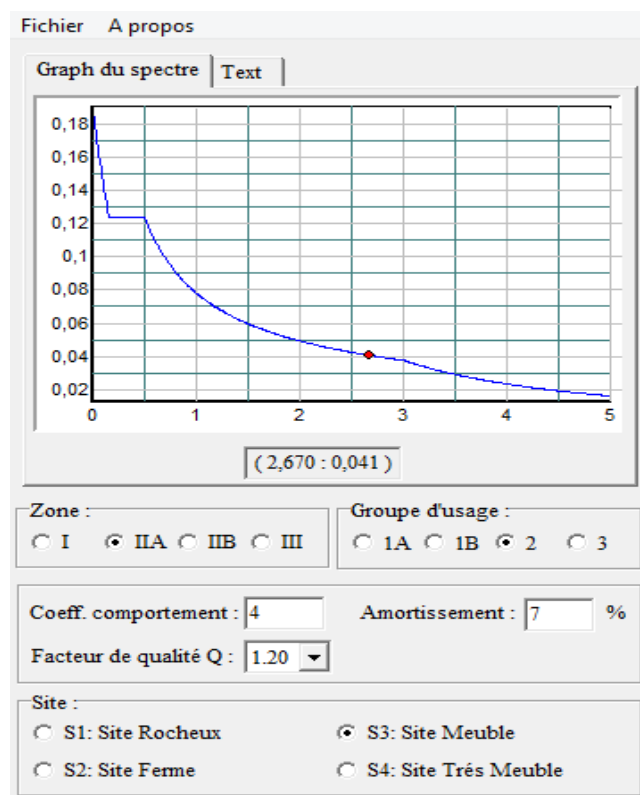


Figure. IV. 2: Spectre de réponse

IV.6. Calcul des forces sismiques :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i * h_i}{\sum_{j=1}^n W_j * h_j}$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0,07 * T * V \quad \text{si } T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0,7s$$

Les résultats des forces sismiques et les efforts tranchants de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 4: Forces sismiques et efforts tranchants de chaque niveau

Niveau	Force F_x (KN)	Effort tranchant sens X	Force F_y (KN)	Effort tranchant sens Y
RDC	96,76	6144,29	102,97	6538,57
Etage 1	262,36	6047,53	279,2	6435,6
Etage 2	311,92	5785,17	331,94	6156,4
Etage 3	399,14	5473,25	424,75	5824,46
Etage 4	486,81	5074,11	518,05	5399,71
Etage 5	571,17	4587,3	607,82	4881,66
Etage 6	659,04	4016,13	701,34	4273,84
Etage 7	741,30	3357,09	788,87	3572,5
Etage 8	821,97	2615,79	874,71	2783,63
Etage 9	904,68	1793,82	962,73	1908,92
Terrasse inaccessible	889,14	889,14	946,19	946,19

IV.7.Vérification du coefficient de comportement R :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} = 100\%$$

V_{voiles} : l'effort tranchant repris par les voiles

V_{global} : l'effort tranchant a la base

- **Suivant X :**

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} = \frac{6070,55}{6144,29} = 98,8\% \approx 100\% \rightarrow \text{C.V}$$

- **Suivant Y :**

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} = \frac{6427,41}{6538,57} = 98,3\% \approx 100\% \rightarrow \text{C.V}$$

IV.8.Résultante des forces sismiques de calcul :

Le tableau suivant représente les résultats obtenus après l'analyse :

Tableau. IV. 5 : Efforts tranchants à la base

Dynamique		Statique	
V_x (KN)	V_y (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
5655,7	5996,1	6144,29	6538,57

$$\frac{V_{dynamique}}{V_{statique}} \geq 80\%$$

- **Sens (xx) :**

$$\frac{5655,7}{6144,29} = 92\% > 80\% \text{ C.V}$$

- **Sens (yy) :**

$$\frac{5996,1}{6538,57} = 91,7\% > 80\% \text{ C.V}$$

IV.9.Vérification des déplacements :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau suivant :

Le RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs entre étages ne doivent pas dépasser les (0,01he) où h_e la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit :

$\delta_K = R \times \delta_{eK}$ Avec R = 4 Où δ_K est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure, est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V ; R est le coefficient de comportement

Tableau. IV. 6 : Les déplacements résultants des efforts sismiques suivant x-x

Niveau	$\delta_{eK}(X)$ (cm)	$R.\delta_{eK}(X)$ (cm)	Δ_K (cm)	1% he (cm)	$\Delta_K \leq 0,01.he$
SS	0	0	0	2,55	c.v
RDC	0,02	0,08	0,08	5,10	c.v
Etage 1	0,27	1,08	1	3,06	c.v
Etage 2	0,56	2,24	1,16	3,06	c.v
Etage 3	0,87	3,48	1,24	3,06	c.v
Etage 4	1,20	4,80	1,32	3,06	c.v
Etage 5	1,53	6,12	1,32	3,06	c.v
Etage 6	1,84	7,36	1,24	3,06	c.v
Etage 7	2,14	8,56	1,2	3,06	c.v
Etage 8	2,41	9,64	1,08	3,06	c.v
Etage 9	2,65	10,6	0,96	3,06	c.v
Terrasse inaccessible	2,87	11,48	0,88	3,06	c.v

Tableau. IV. 7 : Les déplacements résultants des efforts sismiques suivant y-y

Niveau	$\delta_{eK}(Y)$ (cm)	$R.\delta_{eK}(Y)$ (cm)	Δ_K (cm)	1% he (cm)	$\Delta_K \leq 0,01.he$
SS	0	0	0	2,55	c.v
RDC	0,05	0,2	0,2	5,10	c.v
Etage 1	0,33	1,32	1,12	3,06	c.v
Etage 2	0,65	2,6	1,28	3,06	c.v
Etage 3	1,02	4,08	1,48	3,06	c.v
Etage 4	1,40	5,6	1,52	3,06	c.v
Etage 5	1,77	7,08	1,48	3,06	c.v
Etage 6	2,12	8,48	1,4	3,06	c.v
Etage 7	2,43	9,72	1,24	3,06	c.v
Etage 8	2,71	10,84	1,12	3,06	c.v
Etage 9	2,95	11,8	0,96	3,06	c.v
Terrasse inaccessible	3,15	12,6	0,8	3,06	c.v

IV.10. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble :

Il faut vérifier la condition suivante pour justifier la stabilité de l'ouvrage :

$$\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$N = N_{(\text{à la base})} + 10\% * N_{(\text{à la base})}$$

$$M_x = F_{1x} * x_1 + \dots + F_{nx} * x_n$$

$$M_y = F_{1y} * y_1 + \dots + F_{ny} * y_n$$

M : moment renversant de l'ouvrage

N : poids stabilisant de l'ouvrage

B : largeur ou longueur de l'ouvrage

F_i : force sismique

Tableau. IV. 8 : Valeur de M suivant X

Niveau	F _i (KN)	x _i (m)	M (KN.m)
RDC	96,76	1	96,76
Etage 1	262,36	6,10	1600,396
Etage 2	311,92	9,16	2857,187
Etage 3	399,14	12,22	4877,49
Etage 4	486,81	15,28	7438,46
Etage 5	571,17	18,34	10475,26
Etage 6	659,04	21,40	14103,46
Etage 7	741,30	24,46	18132,19
Etage 8	821,97	27,52	22620,61
Etage 9	904,68	30,58	27665,11
Terrasse inaccessible	889,14	33,64	29910,67
			Σ = 139777,593

$$N = N_{(\text{à la base})} + 10\% * N_{(\text{à la base})}$$

$$N = 73015,9 + 10\% * 73015,9$$

$$N = 80317,49 \text{ KN}$$

$$\frac{139777,593}{80317,49} \leq \frac{24,9}{4}$$

$$1,74 < 6,225 \text{ C.V}$$

Tableau. IV. 9 : Valeur de M suivant Y

Niveau	F _i (KN)	Y _i (m)	M (KN.m)
RDC	102,97	1	102,97
Etage 1	279,2	6,10	1703,12
Etage 2	331,94	9,16	3040,57
Etage 3	424,75	12,22	5190,45
Etage 4	518,05	15,28	7915,80
Etage 5	607,82	18,34	11147,42
Etage 6	701,34	21,40	15008,68
Etage 7	788,87	24,46	19295,76
Etage 8	874,71	27,52	24072,02
Etage 9	962,73	30,58	29440,28
Terrasse inaccessible	946,19	33,64	31829,83
			Σ = 148746,9

$$\frac{148746,9}{80317,49} \leq \frac{29,4}{4}$$

$$1,85 < 7,35 \text{ C.V}$$

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

V.1. Les combinaisons de calcul :

- **Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5Q \text{ (ELU)} \\ G+Q \text{ (ELS)} \end{array} \right.$$

- **Combinaisons accidentelle selon le RPA99V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8 G + E \end{array} \right.$$

V.2.Calcul des poteaux :

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous les effets des sollicitations les plus défavorables. Les sections d'armatures sont d'abord déterminées par le logiciel ETABS et vérifiées par les taux minimaux et maximaux des armatures obtenues, selon le BAEL91 et le RPA99/2003.

Cependant on va calculer le ferrailage pour 3cas :

- **1^{er} Cas** : $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant.}}$
- **2^{eme} Cas** : $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant.}}$
- **3^{eme} Cas** : $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant.}}$

Remarque :

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour chaque section, on aura donc les zones suivantes :

- ❖ Zone 01 : Sous-sol,RDC → poteaux 60×60
- ❖ Zone 02 : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} (étage) → poteaux 55×55
- ❖ Zone 03 : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} (étage) → poteaux 50× 50
- ❖ Zone 04 : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage → poteaux 45×45

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * F_{c28}} < 0,3 \dots\dots\dots \text{RPA99V2003}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul qui s'exerce sur une section de béton.

B_c : L'aire (la section brute) de cette dernière.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau. V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Niveau	N_d (KN)	B_c (cm²)	v	Observation
S-S	2646,82	3600	0,29	Condition vérifié
RDC	2378,02	3600	0,26	Condition vérifié
Etage1	2034,6	3025	0,27	Condition vérifié
Etage2	1786,36	3025	0,24	Condition vérifié
Etage3	1538,65	3025	0,20	Condition vérifié
Etage4	1292,87	2500	0,21	Condition vérifié
Etage5	1056,38	2500	0,17	Condition vérifié
Etage6	824	2500	0,13	Condition vérifié
Etage7	598,74	2025	0,12	Condition vérifié
Etage8	385,68	2025	0,08	Condition vérifié
Etage9	196,15	2025	0,04	Condition vérifié

V.2.1. Les résultats des sollicitations donnés par ETABS :

Les résultats des efforts internes les plus défavorables pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ETABS sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau.V.2 : les sollicitations des poteaux

Section (cm ²)	Combinaison fondamentale			Combinaison accidentelle				
	1 ^{er} cas : 1,35G + 1,5 P			2 ^{ème} cas : 0,8G ± E et G + P+E				
	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	V _{max} (KN)	N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	V _{max} (KN)
60×60	-3082,64	-19,18	37,38	-15,31	71,01	233,49	-31,87	88,33
55×55	-2381,67	5,91	37,17	-3,32	40,67	226,01	-565,08	151,21
50×50	-1535,47	9,03	38,19	-1,17	83,7	185,99	-437,67	122,43
45×45	-775,31	10,58	45,4	-19,85	35,23	122,80	-281,99	86,05

V.2.2. Calcul du ferrailage :

Calcul des armatures longitudinales :

❖ Exemple de calcul :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{19,18}{3082,64} = 0,00622 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,00622 + \frac{0,6}{2} - 0,6 * 0,1$$

$$e_a = 0,24622 \text{ m}$$

✓ Le moment fictif M_a :

$$M_a = N * e_a = 3082,64 * 10^{-3} * 0,24622$$

$$M_a = 0,7590 \text{ MN.m}$$

$$N_u * (d - d') - M_a = 0,7206$$

$$\left(0,337 - 0,81 * \frac{d'}{h}\right) * bh^2 * f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 * \frac{0,06}{0,6}\right) * 0,6 * 0,6^2 * 14,17 = \mathbf{0,7835}$$

$$\left(0,337 - 0,81 * \frac{d'}{d}\right) * bd^2 * f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 * \frac{0,06}{0,54}\right) * 0,6 * 0,54^2 * 14,17 = \mathbf{0,6123}$$

$$\left(0,337 - 0,81 * \frac{d'}{d}\right) * bd^2 * f_{bc} \leq Nu * (d - d') - Ma \leq \left(0,337 - 0,81 * \frac{d'}{h}\right) * bh^2 * f_{bc}$$

$$\mathbf{0,6123 \leq 0,7206 \leq 0,7835}$$

Donc, domaine 03 section partiellement comprimée avec des armatures inferieures comprimées

✓ **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,7590}{0,6 * 0,54^2 * 14,17} = \mathbf{0,3061}$$

$\mu \leq 0,392$ donc il ne faut pas prévoir des armatures comprimées c-à-dire :

$$\mathbf{A_2 = 0}$$

$$A_1 = \frac{1 * \left(\frac{M_a}{z} - N_u\right)}{\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = \mathbf{0,4715}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = \mathbf{0,4381 \text{ m}}$$

$$A_1 = A_{st} = \mathbf{29,1 \text{ cm}^2}$$

Poteau (60×60) cm² :

➤ **1^{er} cas : N_{max} = 3082,64 KN et M_{cor} = 19,18 KN.m**

A_u = 0 ; signifie que la section du béton résiste toute seule.

➤ **2^{eme} cas : M_{max} = 233,49 KN.m et N_{cor} = 31,87 KN**

$$\mathbf{A_u = 8,61 \text{ cm}^2 .}$$

➤ **3^{eme} Cas : N_{min} = 15,31 KN et M_{cor} = 71,01 KN.m**

$$\mathbf{A_u = 2,49 \text{ cm}^2 .}$$

➤ Section d'armature minimum et maximum :

- Armatures obtenues par ETABS :

$$A = 36 \text{ cm}^2$$

- Armatures obtenues Selon BAEL91 :

Armatures minimale

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b + h)}{100}\right)$$

$$A_{\min} = 9,6 \text{ cm}^2$$

Armatures maximale:

$$A_{\max} = 5\% a \times b.$$

$$A_{\max} = 180 \text{ cm}^2.$$

- Armatures obtenus Selon RPA99/2003

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,8\% a \times b$$

$$A_{\min} = 28,8 \text{ cm}^2$$

➤ Section d'armature maximale :

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% a \times b \rightarrow A_{\max} = 4\% (60 \times 60)$$

$$A_{\max} = 144 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% a \times b \rightarrow A_{\max} = 6\% (60 \times 60)$$

$$A_{\max} = 216 \text{ cm}^2$$

Section appliquée :

On prend 12T20= 37,70 cm²

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon le (RPA₉₉/Version₂₀₀₃), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$$L_r = 50\phi_1 \rightarrow L_r = 50(2,0) \Rightarrow \mathbf{L_r = 100 \text{ cm}}$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \rightarrow h' = \max\left(\frac{306}{6}; 60; 60; 60\text{cm}\right) \rightarrow \hat{h} = 60\text{cm}$$

$$L' = 2h' \rightarrow L' = 2(60) \rightarrow L' = 120\text{cm} \text{ donc la zone nodale sera de } \begin{cases} h' = 60\text{cm} \\ L' = 120\text{cm} \end{cases}$$

Remarque :

Les sections d'armatures longitudinales retenues pour les types des poteaux sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau. V.3 : Ferrailage des poteaux

Section des poteaux (cm ²)	Cas	A calculé (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopté}
(60×60)	1 ^{er}	0	9,6	28,8	12T20 = 37,68cm ²
	2 ^{eme}	8,61			
	3 ^{eme}	2,49			
(55×55)	1 ^{er}	0	8,8	24,2	4T20+8T16 = 28,65
	2 ^{eme}	3,9			
	3 ^{eme}	1,64			
(50×50)	1 ^{er}	0	8	20	12T16 =24,12cm ²
	2 ^{eme}	4,3			
	3 ^{eme}	3,78			
(45×45)	1 ^{er}	0	7,2	16,2	4T16+8T14 = 20,36cm ²
	2 ^{eme}	3,52			
	3 ^{eme}	1,56			

Calcul des armatures transversales :

Selon RPA99/2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot t$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul ;

h_1 : est la hauteur totale de la section brute ;

f_e : est la contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant il est pris à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,5 dans le cas contraire

t : l'espacement des armatures transversales.

Armature transversales :

Espacement des armatures transversales : D'après le RPA99

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

En zone nodale (zone IIa) :

$$t \leq \min(10 \phi, 15\text{cm})$$

$$t \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On prend une valeur de $t = 10\text{cm}$.

En zone courante :

$$T \leq 15\phi^{\min} = 21 \text{ cm}$$

On prend la valeur de $t = 20 \text{ cm}$.

. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l \text{ max}; \frac{b}{10}\right)$$

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

.Armatures minimales :

$$\text{Zone nodale et Zone courante} \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} \rightarrow \lambda_g = \frac{0,7 \cdot 306}{60} \rightarrow \lambda_g = 3,57$$

$$\lambda_g = 3,57 < 5 \rightarrow \rho = 3,50$$

$$\text{Zone nodale} \rightarrow At = \frac{St \cdot \rho \cdot T_{max}}{h \cdot 1 \cdot f_e} \rightarrow At = \frac{10 \cdot 10^{-2} \cdot 3,57 \cdot 152 \cdot 10^{-3}}{60 \cdot 10^{-2} \cdot 500} \rightarrow At = 1.80 \text{ cm}^2$$

Zone nodale \rightarrow on prend : **At=6 ϕ 8 = 3,02 cm².**

Zone courante par mesure de sécurité on prend le même ferrailage que pour la zone nodale

At = 6 ϕ 8 = 3,02 cm².

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$3 < \lambda_g = 3,57 < 5 \rightarrow$ interpoler entre 0.3 % et 0.8 %

$$\frac{At}{St \cdot b} = \frac{4.08}{10.60} = 0,68 \% \rightarrow 0,8\% > 0,68\% > 0,3 \% \rightarrow \text{condition vérifié (zone nodale)}$$

$$\frac{At}{St \cdot b} = \frac{4.08}{20.60} = 0,34 \% \rightarrow 0,8\% > 0,34\% > 0,3 \% \rightarrow \text{condition vérifié (condition vérifié)}$$

donc on prend : **At = 6 ϕ 8 = 3,02 cm²**

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{a \times d}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

- ❖ Les vérifications de l'effort tranchant des poteaux à L'ELU sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau. V.4 : vérifications de l'effort tranchant des poteaux à L'ELU

Section (cm ²)	V _{max} (KN)	τ _u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)
(60*60)	37,38	0,10	3,33
(55*55)	37,17	0,12	3,33
(50*50)	38,19	0,15	3,33
(45*45)	45,4	0,22	3,33

- ❖ Les vérifications de l'effort tranchant des poteaux provoqué par les combinaisons sismiques sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau. V.5 : vérifications de l'effort tranchant des poteaux provoqué par les combinaisons sismiques

Section (cm ²)	V _{max} (KN)	τ _u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)
(60*60)	88,33	0,25	4
(55*55)	151,22	0,49	4
(50*50)	122,43	0,41	4
(45*45)	86,05	0,42	4

V.3.Calcul des poutres :

Pour le ferrailage des poutres, on a une seule zone qui enveloppe tous le ferrailage des poutres à tous les niveaux.

V.3.1. Les résultats des sollicitations donnés par ETABS :

Les sollicitations des poutres principales et secondaires dans notre zone sont résumées dans le tableau qui suit :

Tableau. V.6 : sollicitations max des poutres

Les Niveaux	Poutres	Combinaisons fondamentales			Combinaisons accidentelles		
		Max (ELU, ELS)			Max (G+Q+E , 0,8G±E)		
		M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)
Tous les Niveaux	PP	-72,22	38,74	92	-212	169	181,1
	PS	-45,4	26,01	50,04	-175,12	155,3	173,3

V.3.2. Calcul du ferrailage :

Calcul des armatures longitudinales :

Le logiciel ETABS calcule le ferrailage des poutres. Les sections d'armatures finales retenues pour les poutres sont les sections maximales calculées par ETABS, ou celles données par le pourcentage minimal préconisé par le BAEL91 ou le RPA99/2003

On prend un exemple de calcul

❖ **En travée :**

- ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{38,74 * 10^{-3}}{0,3 * (0,9 * 0,5)^2 * 14,17} = 0,045$$

$\mu \leq 0,392$ donc il ne faut pas prévoir des armatures comprimées c-à-dire :

$$A_2 = 0$$

$$A_1 \geq \frac{M_u}{z\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,058$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,4395 \text{ m}$$

$$A_1 = A_{st} = 2,57 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{0,3 \cdot 0,5}{1000} ; 0,23 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (1,5 \cdot 10^{-4} ; 1,6301 \cdot 10^{-4}) \text{ m}$$

$$A_{st} = 2,57 \text{ cm}^2 > 1,6301 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

• ELS :

Ce type de poutre est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\Upsilon - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \Upsilon = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 38,74 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 28,18 \text{ KN.m}$$

$$\Upsilon = \frac{38,74}{28,18} = 1,3747$$

$$\alpha \leq \frac{1,3747 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,437$$

$$\alpha = 0,058 \leq 0,437 \rightarrow \text{c.v}$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite fissuration peut préjudiciable} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

✓ **Armatures maximales**

$$A_{\max} = 4\%(b * h) = 4\% * 50 * 30 = 60 \text{ cm}^2 \text{ zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\%(b * h) = 6\% * 50 * 30 = 90 \text{ cm}^2 \text{ zone nodale}$$

Le choix est : 3T14+3T16 = 10,65 cm²

❖ **En appuis :**

- ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{72,22 * 10^{-3}}{0,3 * (0,9 * 0,5)^2 * 14,17} = \mathbf{0,083}$$

$\mu \leq 0,392$ donc il ne faut pas prévoir des armatures comprimées c-à-dire :

$$\mathbf{A_2 = 0}$$

$$A_1 \geq \frac{M_u}{z\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0,108}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = \mathbf{0,43056 \text{ m}}$$

$$A_1 = A_{st} = \mathbf{4,98 \text{ cm}^2}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b * h}{1000} ; 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{0,3 * 0,5}{1000} ; 0,23 * 0,3 * 0,9 * 0,5 * \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (1,5 * 10^{-4} ; 1,6301 * 10^{-4}) \text{ m}$$

$$A_{st} = 4,98 \text{ cm}^2 > 1,6301 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{c.v}$$

- ELS :

Ce type de poutre est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 72,22 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 52,53 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{72,22}{52,53} = 1,3747$$

$$\alpha \leq \frac{1,3747 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,437$$

$$\alpha = 0,108 \leq 0,437 \rightarrow \text{c.v}$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite fissuration peut préjudiciable} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

✓ Armatures maximales

$$A_{\max} = 4\% (b * h) = 4\% * 50 * 30 = 60 \text{ cm}^2 \text{ zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% (b * h) = 6\% * 50 * 30 = 60 \text{ cm}^2 \text{ zone nodale}$$

Le choix est : 3T14+3T16 = 10,65 cm²

✓ Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,5\% (b * h) = 0,5\% * 50 * 30 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{app}} + A_{\text{trav}} = 10,65 + 10,65 = 21,3 > 7,5 \rightarrow \text{C.V}$$

Tableau. V.7 : ferrailage longitudinal des poutres

		Combinaisons fondamentales	
Les Niveaux	Poutres	ELU, ELS	
		A_u (appui) (cm ²)	A_u (travée) (cm ²)
Tous les Niveaux	PP	4,98	2,57
	PS	3,59	2

❖ Condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0,06. f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPA.}$$

- Poutre principale : (30×50) :

$$A_{\min} = 0.23.30.45. \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

- Poutre principale : (30×40) :

$$A_{\min} = 0.23.30.36. \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

- Poutre principale : (30×35) :

$$A_{\min} = 0.23.30.31,5. \frac{2,1}{350} = 1,28 \text{ cm}^2$$

❖ RPA99:

$A_{\min} = 0.5\%$ de la section total.

$A_{\max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{\max} = 6\%$ de la section en zone de recouvrement.

- **Poutre principale : (30×50) :**

-Amin = 7,5 cm²

-Amax = 60 cm²

-Amax = 90 cm²

- **Poutre principale : (30×40) :**

-Amin = 4.2cm²

-Amax = 42 cm²

-Amax = 63cm²

- **Poutre secondaire : (30×35) :**

-Amin = 6 cm²

-Amax = 48 cm²

-Amax = 72cm²

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_{lmax}, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35}, 14, \frac{300}{10} \right)$$

On prend : $\phi_t = 8$ mm

Selon le RPA99/2003 la quantité d'armatures transversales minimales des poutres est donné par la formule suivante :

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b$$

Ou S_t est l'espacement des armatures transversales ; b est la largeur de la poutre

❖ En zone nodale :

- $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$.
- $St \leq \min(10; 16,8) = 10 \text{ cm}$.

Soit : $St = 10 \text{ cm}$.

- $At = 0,003 \times St \times b = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ cm}^2$

❖ En zone courante :

- $St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$.
- $At = 0,003 \times St \times b = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1,8 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

Avec : $\tau_u = \frac{v}{b \times d}$

$$V_{\max} = 181,1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{181,1 \times 1000}{30 \times 45 \times 100} = 1,34 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4,34 \text{ MPa} \rightarrow 1,34 \text{ MPa} \leq 4,34 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau. V.8 : ferrailage longitudinal finale des poutres

Poutres	A_u (appui)	A_u (travée)
PP1	3T14+3T16	3T14+3T16
PP2	6T14	3T14
PS	3T14	3T14

V.4.Calcul des voiles de contreventement :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérienne RPA99/2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la section du mur voile est de 0,15 × section en zone nodale et 0,10 en zone courante.

V.4.1.Armatures verticales :

- **Section minimale du RPA99/2003 :**

- **En zone d'about :**

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot e \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot 25 \cdot 100$$

$$A_{\min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot e \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot 25 \cdot 100$$

$$A_{\min} = 2,5 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale du BAEL91 :**

$$A_{min} = \max\left(\frac{0,2 \cdot e \cdot h}{100}; \frac{8(e + h)}{100}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{0,2 \cdot 25 \cdot 100}{100}; \frac{8(25 + 100)}{100}\right)$$

$$A_{min} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml pour les deux nappes}$$

Espacement des barres verticales :

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10\text{cm}$

Tableau. V.9 : Les sollicitations dans les voiles selon le logiciel ETABS

Combinaisons accidentelles				
G+P±E, 0,8 G±E				
	M_{max}	P_{cor}	A_s(deux nappes)	V_{max}
	(KN.m)	(KN)	Cm²	(KN)
Tous les niveaux	2612,1	815,6	9T14	1200,3

V.4.2.Vérification à l'effort tranchant :

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\nu_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4,34 \text{ MPa}$.

$T_{u\max} = 928, \text{ kN}$

- $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d.100} = \frac{1200,3.10^3}{20.306.1.100} = 1,96 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Etude de fondation :

VI.1.1.Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend du :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du sol.
- ✓ La capacité portante de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

VI.1.2.Choix du type de fondations :

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importantes, on choisit comme fondation un radier général.

Pré dimensionnement :

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.

➤ **Epaisseur de la nervure :**

La condition suivante doit être satisfaite :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : la distance maximale entre axe poteau de 2 poteaux successifs

$$L_{max} = 6,30 \text{ m}$$

$$h_n \geq 63 \text{ cm}$$

$$h_n = 65 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la nervure :**

$$b_0 = b_{\text{poteau}} = 60 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

La condition suivante doit être satisfaite :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : la distance maximale entre axe poteau de 2 poteaux successif

$$L_{max} = 6,30 \text{ m}$$

$$h_d \geq 31,5 \text{ cm}$$

$$h_d = 35 \text{ cm}$$

➤ **Débords :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm}\right)$$

$$D = 50\text{cm}$$

On doit vérifier la condition suivante ;

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\sigma = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{max} = K_b * Z_{max}$$

$$\sigma_{min} = K_b * Z_{min}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bars}$$

K_b : coefficient de BALLAST en fonction de la capacité portante du sol (coefficient de la raideur du sol)

$$K_b = 3,6 \text{ Kg/cm}^3$$

Z_{min}, Z_{max} : déplacements

Après avoir essayé une dizaine de dimension du radier, nous avons opté pour les dimensions suivantes :

$$h_n = 120 \text{ cm}$$

$$b_0 = 60 \text{ cm}$$

$$h_d = 55 \text{ cm}$$

$$D = 50\text{cm}$$

$$Z_{max} = 0,492 \text{ cm}$$

$$Z_{min} = 0,506 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = K_b * Z_{\max} = 3,6 * 0,492 = 1,77$$

$$\sigma_{\min} = K_b * Z_{\min} = 3,6 * 0,506 = 1,82$$

$$\sigma = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma = \frac{3 * 1,77 + 1,82}{4} = 1,78 \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{C.V}$$

VI.1.3. Les différentes sollicitations :

Les résultats suivants sont obtenus par l'ETABS 2016 :

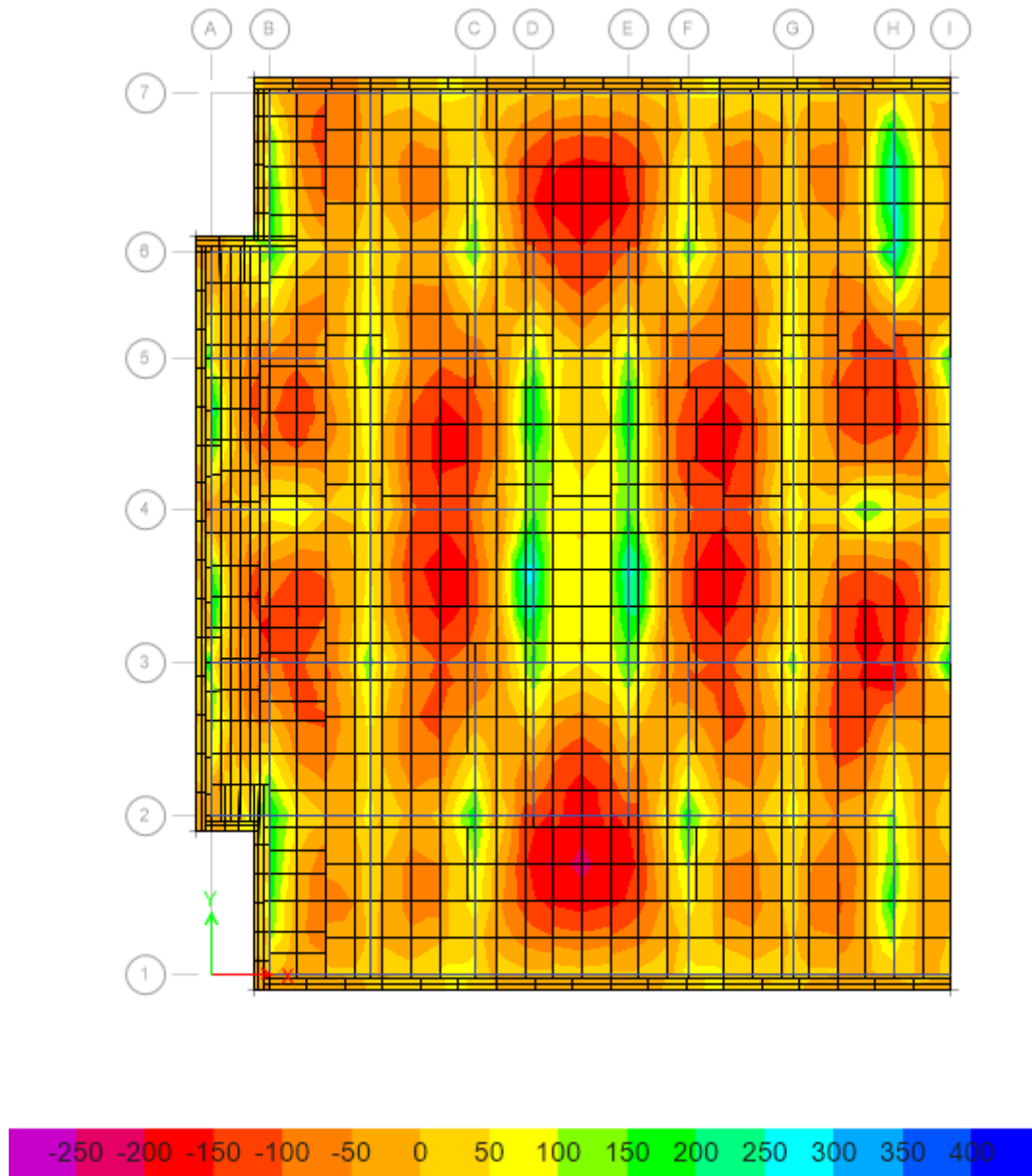


Figure VI.1 : Moment M_{11} a l'ELU

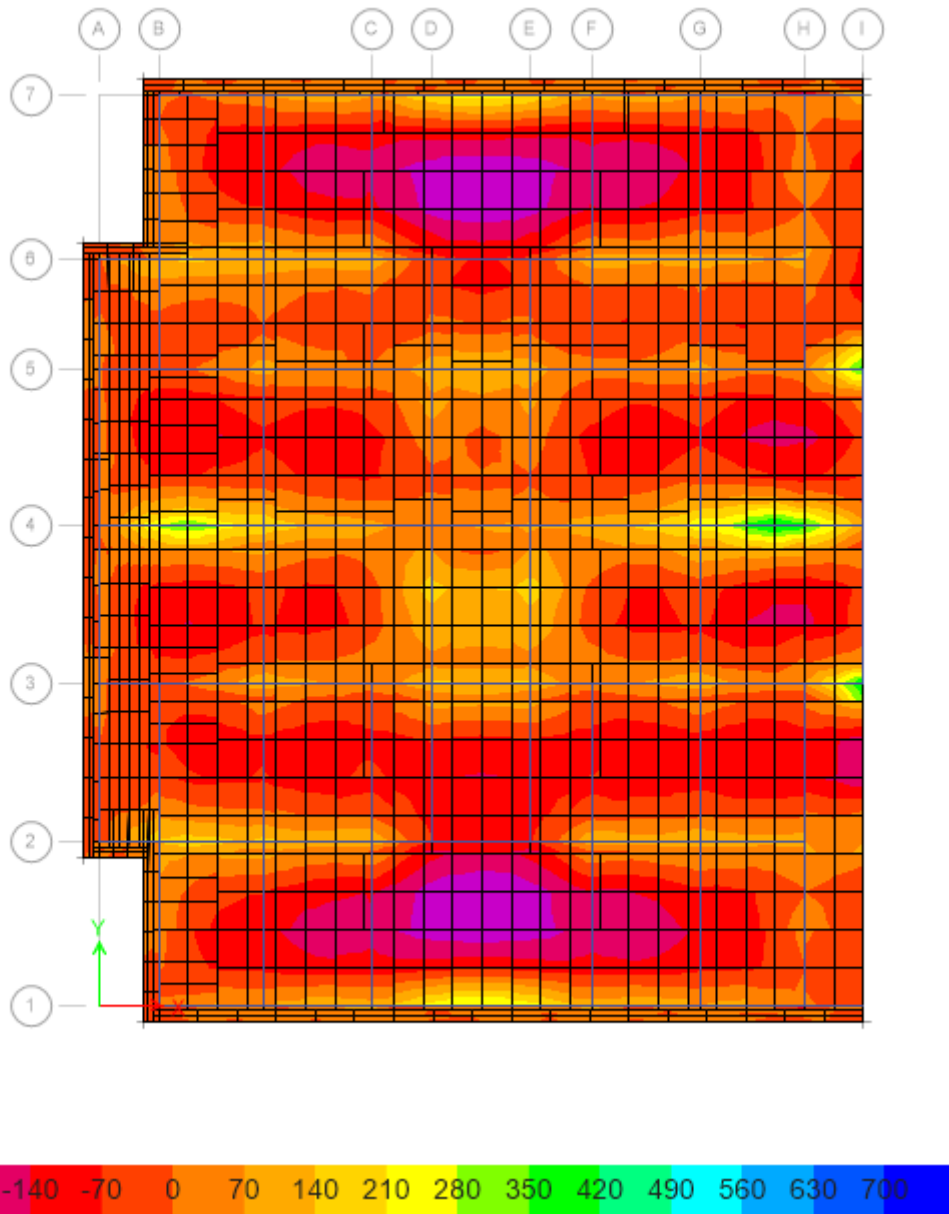


Figure VI.2 : Moment M_{22} a l'ELU

Le tableau suivant représente les différentes sollicitations du radier obtenue par l'ETABS 2016 :

Tableau VI.1 : Sollicitation du radier

		ELU		ELS	
		$M_{11}(\text{KN.m})$	$M_{22}(\text{KN.m})$	$M_{11}(\text{KN.m})$	$M_{22}(\text{KN.m})$
Dalle	Appuis	424,85	500,63	310,28	403,52
	Travée	284,66	302,72	207,44	245,93
Nervure	Appuis	613,84	643,17	741,68	790,45
	Travée	779,70	716,49	729,12	650,12

VI.1.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (0,55*1) m² dans les directions (XX', YY') pour la dalle et une section de (0,60*1,20) m² pour la nervure.

Exemple de calcul pour la dalle :

❖ **En travée :**

✚ **Sens X (M₁₁) :**

• **ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b*d^2*f_{bc}} = \frac{284,66*10^{-3}}{1*0,495^2*14,17}$$

$\mu = 0,08 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ section simple armature

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z*\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25*(1-\sqrt{1-2*\mu}) = \mathbf{0,104}$$

$$Z = d*(1-0,4*\alpha) = \mathbf{0,47 \text{ m}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{347,82 \text{ MPa}}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{284,66*10^{-3}}{0,47*347,82} = \mathbf{17,41 \text{ cm}^2}$$

On choisit $A_{st} = \mathbf{8T20} = \mathbf{25,13 \text{ cm}^2}$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max [(b*h)/1000 ; 0,23*b*d*f_{t28}/f_e]$$

$$A_{st} \geq \max [(100*55)/1000 ; 0,23*100*0,9*55*2,1/400]$$

$$A_{st} \geq \max [5,5 ; 5,98]$$

$$A_{st} = 25,13 \geq 5,98 \rightarrow \text{C.V}$$

• **ELS :**

$$M_s = \mathbf{207,44 \text{ KN.m}}$$

$$M_u = \mathbf{284,66 \text{ KN.m}}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2, n = 15$$

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

$$\frac{100 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 25,13 \cdot (49,5-x) = 0$$

$$50 \cdot x^2 + 376,95 \cdot x - 18659,025 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1968,22 \rightarrow x = 15,91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \cdot 15,91^3}{3} + 15 \cdot 25,13 \cdot (49,5 - 15,91)^2$$

$$I = 559550,05 = 5,59 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{207,44 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1591}{5,59 \cdot 10^{-3}}$$

$$\sigma_{bc} = 5,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} = 15 \cdot \frac{207,44 \cdot 10^{-3} \cdot (0,495 - 0,1591)}{5,59 \cdot 10^{-3}}$$

$$\sigma_{st} = 177,15 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes admissibles :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

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

Avec $\eta = 1,6$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} > \sigma_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{1\min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement entre les barres :

D'après RPA99V.2003

- **Zone nodale :**

$$S_T \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_{1\min} ; 30\text{cm} \right)$$

$$S_T \leq \min (13,75 ; 24 ; 30\text{cm})$$

On prend $S_T = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_T' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_T' \leq 27,5 \text{ cm}$$

$$S_T' = 20 \text{ cm}$$

Tableau VI.2 : Ferrailage du radier

		Ferrailage choisit	
		Sens XX'	Sens YY'
Dalle	Appuis	12T20	14T20
	Travée	8T20	10T20
Nervure	Appuis	13T20	14T20
	Travée	14T20	11T20

VI.2. Calcule du voile périphérique :

VI.2.1. Introduction :

Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.2.2. Dimensionnement des voiles :

- Hauteur $h=5,10\text{m}$
- Epaisseur $e=20\text{cm}$
- Longueur $L_x= 4,35\text{ m}$, $L_y=5,10\text{m}$

Avec $b=1\text{m}$

VI.2.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis aux charges suivantes :

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10\text{KN/m}^2 , \varphi = 18^\circ$$

$$Q = q * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

- **La poussée des terres :**

$$Y = 21,8 \text{ KN/m}^3 , c = 0 , h = 5,10 \text{ m}$$

$$G = h * Y * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 * c * \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 58,69 \text{ KN/m}^2$$

VI.2.4.Ferraillage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine appuyé sur 4 appuis et uniformément chargée

Les contraintes sont trapézoïdales :

➤ **ELU :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{max} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 87,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1,5 \cdot Q = 7,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot 87,15 + 7,92}{4}$$

$$\sigma_{moy} = 67,34 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \cdot 1\text{ml} = 67,34 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.85$$

$$\mu_x = 0,0506$$

$$\mu_y = 0,6864$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{ax} = 0.5 \cdot M_x \quad , \quad M_{tx} = 0.75 \cdot M_x$$

$$M_{ay} = 0.5 \cdot M_y \quad , \quad M_{ty} = 0.75 \cdot M_y$$

$$A_{min} = 0,1\% \cdot b \cdot h$$

Tableau .VI.3: Ferraillage du voile périphérique

		Mu (KN.m)	μ	α	Z	Acalculé (cm²/ml)	Achoisis (cm²)	Amin(RPA) (cm²)
X-X	Travée	48,36	0,105	0,14	0,17	8,18	10T14	2
	Appui	32,24	0,07	0,09	0,17	5,34	8T14	2
Y-Y	Travée	33,20	0,07	0,09	0,17	5,51	8T14	2
	Appui	22,13	0,05	0,06	0,17	3,62	6T14	2

➤ **ELS :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 63,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 5,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * 63,97 + 5,28}{4}$$

$$\sigma_{moy} = 49,30 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1\text{ml} = 49,30 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.85$$

$$\mu_x = 0,0576$$

$$\mu_y = 0,7794$$

$$M_x = \mu_x * q * l_x^2 = 53,73$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 41,88$$

$$M_{ax} = 0.5 * M_x \quad , \quad M_{tx} = 0.75 * M_x$$

$$M_{ay} = 0.5 * M_y \quad , \quad M_{ty} = 0.75 * M_y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * X}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s * (d-x)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

Tableau VI.4 : Vérification a l'ELS

		Ms (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	obse
Travée	X-X	40,30	7,09	39357,64	7,27 < 15	Vérifiée	164,48 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	31,41	6,52	33593,77	6,09 < 15	Vérifiée	161,07 < 201,63	Vérifiée
Appui	X-X	26,87	6,52	33593,77	5,21 < 15	Vérifiée	137,97 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	20,94	5,81	27132,85	4,49 < 15	Vérifiée	141,09 < 201,63	Vérifiée

Espacement :

$$St \leq \min (2 * e ; 25 \text{ cm}) \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

CHAPITRE VII

MANAGEMENT DU PROJET

VII.1.Introduction :

La construction d'un bâtiment est une opération complexe qui nécessite la collaboration de nombreux intervenants (maitre d'ouvrage, maitre d'œuvre, bureau de contrôle technique, entreprise.....) et qui s'appuie sur un ensemble de dossiers des pièces écrites et des pièces dessinées.

VII.2.management d'un projet :

C'est un processus organisationnel d'utilisation des ressources, en vue d'atteindre les objectifs et buts de l'entreprise d'une manière efficace et efficiente.

VII.2.1.projet :

_ Un projet est un ensemble de tâches dépendantes les unes des autres, participant à un but commun .

_ Un projet est limité dans le temps et l'espace : date de début et fin.

_ Un projet possède aussi des spécifications techniques: qui fixent à la fois sa mission et les moyens pour la réaliser.

_ Un projet est caractérisé par 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 qu'il est prêt à payer.

A ces trois éléments, nous pouvons ajouter l'élément « Risque » qui est à prendre en compte dès la conception du projet.

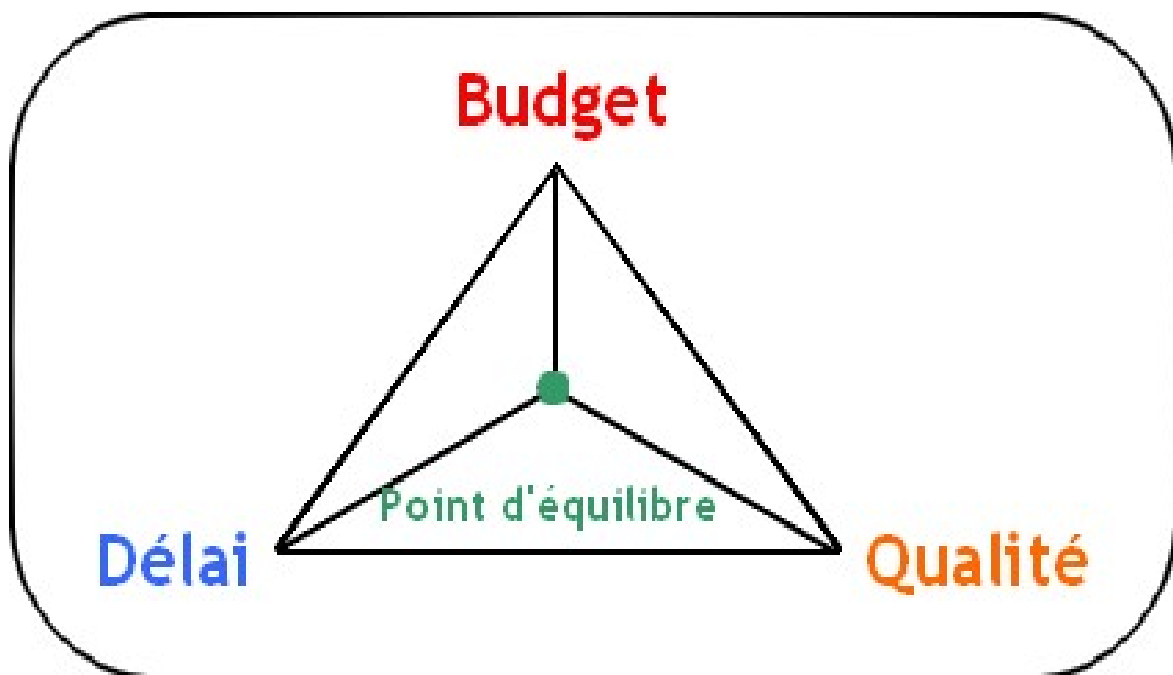


Figure VII.1.Les objectifs du projet

VII.2.2. Le cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Le nombre de phases ainsi que leur appellation peuvent varier d'une application à une autre, d'un domaine d'application à un autre et d'un auteur à un autre. L'ingénieur responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou à la culture d'entreprise. Ces différences ne limitent en aucune façon la validité ni la pertinence du modèle ci-dessous en quatre phases qui est proposé à l'ingénieur de suivre.

✓ **Phase d'identification :**

La demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié en ce qui a trait au produit ou au service à livrer, aux contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation.

✓ **Phase de définition :**

Le contenu du projet est de façon défini plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée, les échéances, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.

✓ **Phase de réalisation :**

Le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur (maitre d'ouvrage).

✓ **Phase de clôture :**

Le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

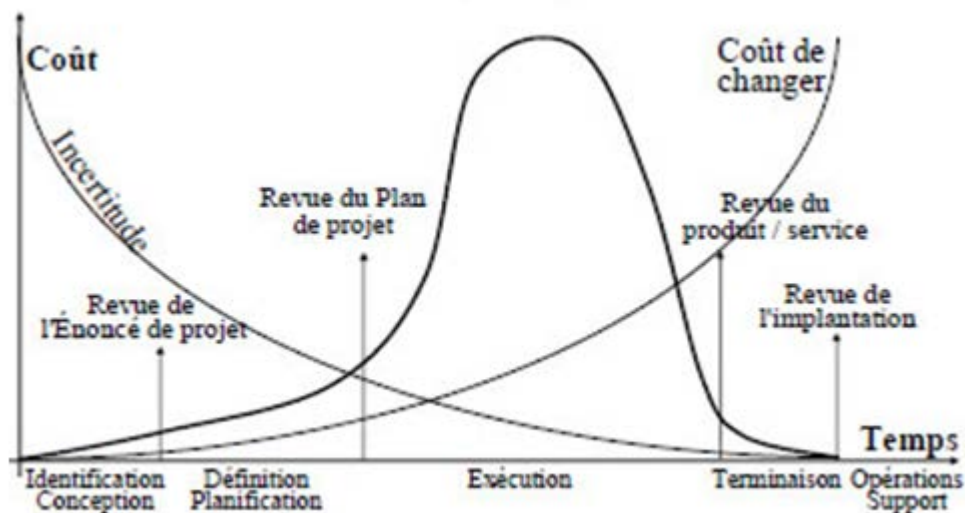


Figure VII.2.Cycle de vie d'un projet

VII.2.3. Les différents intervenants du projet:

❖ **Le maître d'ouvrage :**

Le maître d'ouvrage est la personne physique ou morale qui sera le propriétaire de l'ouvrage.

Ses principales missions seront:

1. Fixer les objectifs.
2. Fixer l'enveloppe budgétaire.
3. Fixer les délais souhaités pour la réalisation du projet.

Dans certains cas, le maître de l'ouvrage délègue tout ou une partie de son pouvoir. Toutefois, il demeure le responsable après le transfert de la propriété et assure le paiement des travaux.

❖ **Le maître d'œuvre :**

Le maître de l'œuvre est une personne physique/morale qui reçoit la mission du maître de l'ouvrage pour assurer la conception, la réalisation et le contrôle d'un ouvrage conformément au programme de réalisation du projet.

❖ **L'entreprise :**

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître d'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

❖ **Organismes d'étude de sol :**

Géomètre et le Géotechnicien.

❖ **Organismes de contrôles :**

Personne physique ou morale choisi par le maître d'ouvrage pour exercer l'examen de la conception et de l'exécution des ouvrages réalisés en vue de contribuer à la prévention des aléas techniques le coordinateur SPS (sécurité et protection de la santé), le coordinateur SSI, dans certains cas et le pilote de chantier.

VII.2.4. Les objectifs du projet:

Les objectifs décrivent ce à quoi le projet aboutira, et quels seront ses livrables. Les objectifs doivent être « SMART » : Spécifiques, Mesurables, Assignables, Réalistes, et planifiés dans le temps.

- _ **S** spécifique (être spécifique dans le ciblage d'un objectif)
- _ **M** mesurable (établir un indicateur mesurant l'évolution d'un élément)
- _ **A** attribuable (objectif attribué à une personne)
- _ **R** réaliste (peut être fait avec les ressources disponibles)
- _ **T** temporels (le délai de l'atteinte de l'objectif)

VII.2.5. Classification des Projets par type:

- ❖ **Nécessité opérationnelle (Compliance) Urgence :**
 - Remplacement après une crise.
 - Réponse à une exigence de régulation.
 - Souvent financement dégagé d’urgence, Visible mais pas fascinant. Peut ne pas réussir.

- ❖ **Projet stratégique :**
 - Réactions aux conditions de marchés.
 - Réactions aux conditions financières.
 - Visible et fascinant.
 - Extension de produit : part du marché, ventes, plus de profits.

- ❖ **Projets opérationnels :**
 - Amélioration de qualité.
 - Réduction des coûts.
 - Plus efficace.
 - Augmentation de la capacité.
 - Amélioration technologique.

VII.2.6. Les phases d’un projet :

Définition:

Organisation logique des activités qui jalonnent la vie d’un produit, depuis l’idée qu’on a eu ou l’identification du besoin jusqu’à son obsolescence ou son arrêt d’utilisation.

Principe:

Décomposer le projet en plusieurs phases ou en plusieurs étapes est l’approche adoptée, la plus cohérente pour réaliser un projet.

En segmentant le cycle de vie d’un projet, on segmente les risques .

Les risques pourront être identifiés et traités, dans la phase concernée et le plus en amont possible, vis-à-vis de la date de livraison.

VII.2.6.1. Phase de conception :

- déterminer le but du projet
- estimer les ressources, coûts et délais
- définir le type d'organisation
- choisir le chef de projet
- estimer les risques
- estimer la rentabilité

VII.2.6.2.Phase de Planification :

- Mise en place de la structure du projet.
- engagement des hommes-clés.
- définition des responsabilités.
- détail des coûts et délais.
- planification globale.

VII.2.6.3.Phase de Réalisation :

- Amener le projet à sa fin.
- Le découpage dépend du métier.
- Phase générant le plus de coûts.
- mise en place de l'organisation.
- exécution du travail.
- pilotage coûts – délais – spécifications.
- résolution de problèmes.

VII.2.6.4. Phase de Terminaison :

- Archivage de l'expérience.
- Engranger du savoir et savoir-faire.
- Améliorer le déroulement des projets futurs.

VII.3. Les rôles du manager :

Manager est un terme anglais employé dans de nombreuses autres langues pour désigner un cadre qui a une responsabilité :

soit au sein d'une équipe de direction, et l'on parle alors de « cadre dirigeant » ,

soit à la tête d'une équipe de projet, d'une équipe commerciale, etc., et c'est alors un cadre moyen ou un agent de maîtrise.

VII.3.1.organiser :

Les hommes :

- ✓ Recrutement
- ✓ Rôle de chacun

Les moyens :

- ✓ Locaux
- ✓ Mobiliers
- ✓ Outillages, engins, informatique

Le cadre de travail :

- ✓ Structure
- ✓ Règles communes
- ✓ Méthodes de travail

VII.3.2.animer :

Créer des équipes :

- ✓ Recrutement
- ✓ Rôle de chacun

Favoriser les échanges :

- ✓ réunions
- ✓ contacts informels

Créer la dynamique :

- ✓ définir les objectifs
- ✓ donner une vision d'avenir
- ✓ encourager l'innovation

VII.3.3.Motiver :

Donner de l'intérêt au travail

- ✓ découpage du travail
- ✓ responsabilités

Faire participer à l'effort commun :

- ✓ informer
- ✓ décloisonner

Créer un climat agréable :

- ✓ locaux
- ✓ climat de travail (sans stress)

Donner les signes de reconnaissance :

- ✓ intérêt à la personne
- ✓ intérêt à son travail

Récompenser et promouvoir :

VII.3.4.Communiquer :

Communiquer avec son équipe :

- ✓ pour s'informer
- ✓ pour s'intéresser aux personnes et leur travail
- ✓ pour comprendre les problèmes
- ✓ pour informer

Communiquer avec l'extérieur :

- ✓ la direction
- ✓ les autres services
- ✓ les clients, les sous traitants, les fournisseurs

Organiser les communications :

- ✓ liaisons hiérarchiques et fonctionnelles
- ✓ Relations extérieures

Favoriser la communication

VII.3.5.Faire faire :

Déléguer :

- ✓ définir la mission ou la tâche
- ✓ s'assurer de ses responsabilités d'exécution
- ✓ en déléguant la responsabilité

Contrôler :

- ✓ s'informer (écouter et se faire un jugement)
- ✓ tirer les conclusions

Soutenir :

- ✓ psychologiquement (compréhension)
- ✓ en endossant les décisions de son collaborateur
- ✓ en donnant les moyens nécessaires

VII.3.6.Gérer :

La production

Les coûts

Le temps

Les hommes

VII.3.7.Analyser :

Déterminer les critères de mesure

Analyser la productivité

Analyser l'évolution des coûts

Analyser l'évolution des délais

Analyser la situation du personnel

VII.3.8.Décider :

En matière d'organisation

Les actions correctives

VII.3.9.Prévoir :

L'évolution des besoins

L'évolution du financement

L'évolution du personnel

L'évolution des moyens

Une planification à long terme

VII.4. Le Management des Coûts du Projet :

✓ **Problématique :**

- Dans la plupart des cas, un projet de construction doit être réalisé pour un budget déterminé par le maître d'ouvrage en accord avec le maître d'œuvre.
- Pour réaliser l'ouvrage prévu en respectant le budget contractuel, il est nécessaire de planifier, d'estimer, de budgétiser et de bien maîtriser les coûts du projet.

✓ **Introduction :**

Le management des coûts du projet comprend les processus de planification, d'estimation, de budgétisation et de maîtrise des coûts nécessaires pour s'assurer que le projet peut être réalisé en respectant le budget approuvé.

Les processus de management des coûts du projet comprennent :

1 / Estimation des coûts : processus pour déterminer une valeur approximative des coûts des ressources nécessaires à l'achèvement des activités du projet.

2 / Budgétisation : processus d'agrégation des estimations des coûts d'activités individuelles ou de lots de travail afin de fixer une référence de base des coûts.

3 / Maîtrise des coûts : processus utilisé pour influencer les facteurs générateurs d'écarts de coûts et maîtriser les modifications du budget du projet.

VII.4.1. Estimations des coûts :

L'estimation des coûts des activités de l'échéancier comprend l'élaboration d'une approximation des coûts des ressources nécessaires à l'achèvement de chaque activité de l'échéancier.

Une estimation de coût s'exprime généralement en unités monétaires (dinars, dollar, euro, yen, etc.) afin de faciliter les comparaisons au sein d'un projet et entre projets.

Les outils et techniques utilisés sont :

❖ **Estimation par analogie (Top Down, Descendante, Macro) :**

L'estimation des coûts par analogie consiste à utiliser le coût réel de projets similaires antérieurs comme base d'estimation du coût du projet actuel. Cette technique est souvent utilisée pour estimer les coûts lorsqu'on ne dispose que d'informations limitées sur le projet, notamment dans ses premières phases. L'estimation des coûts par analogie utilise le jugement d'expert.

Cette estimation est généralement moins onéreuse que d'autres techniques, mais elle est aussi moins précise. Sa fiabilité sera la plus forte si l'activité antérieure est similaire non seulement en apparence mais surtout dans les faits, et si les personnes ou groupes qui Préparent l'estimation ont bien l'expertise nécessaire.

❖ **Détermination du taux de coût des ressources (Bottom up, Ascendante, Micro) :**

Afin de calculer le coût des activités de l'échéancier, la personne qui calcule les taux de coût ou le groupe qui en prépare l'estimation doit connaître les coûts unitaires de chaque ressource (exemples : salaire horaire du personnel, prix d'un matériau au mètre cube)

❖ **Estimation paramétrique :**

L'estimation paramétrique est une technique partant d'une relation statistique entre des données historiques et d'autres variables

exemple : (la construction d'une maison coûtera un certain prix au mètre carré habitable) pour calculer une estimation du coût d'une ressource d'une activité de l'échéancier.

VII.4.2. Budgétisation:

Les estimations du coût des activités de l'échéancier font l'objet d'une agrégation par lots de travail conformément à la structure de découpage du projet (WBS).

Ces estimations du coût des lots de travail sont ensuite cumulées aux niveaux des composants supérieurs de la structure de découpage du projet, puis finalement au niveau du projet entier.

Exemple :

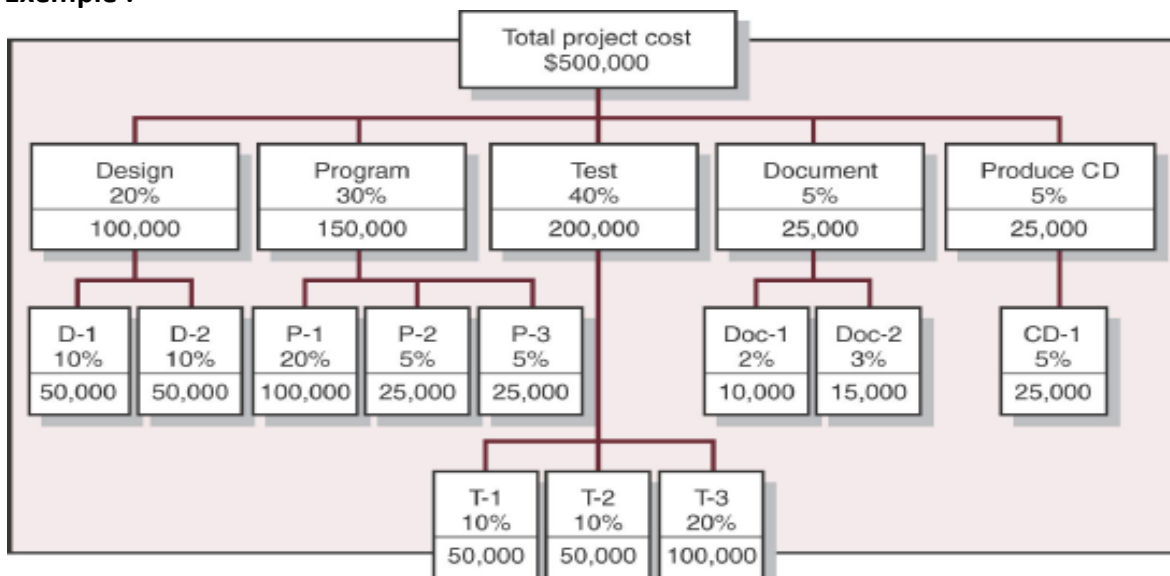


Figure VII.3. Exemple d'une WBS

La référence de base des coûts est un budget réparti dans le temps et utilisé comme base de mesure, de surveillance et de maîtrise des performances globales des coûts du projet. Elle s'élabore en additionnant les coûts estimés par période et se présente habituellement sous la forme d'une courbe en S.

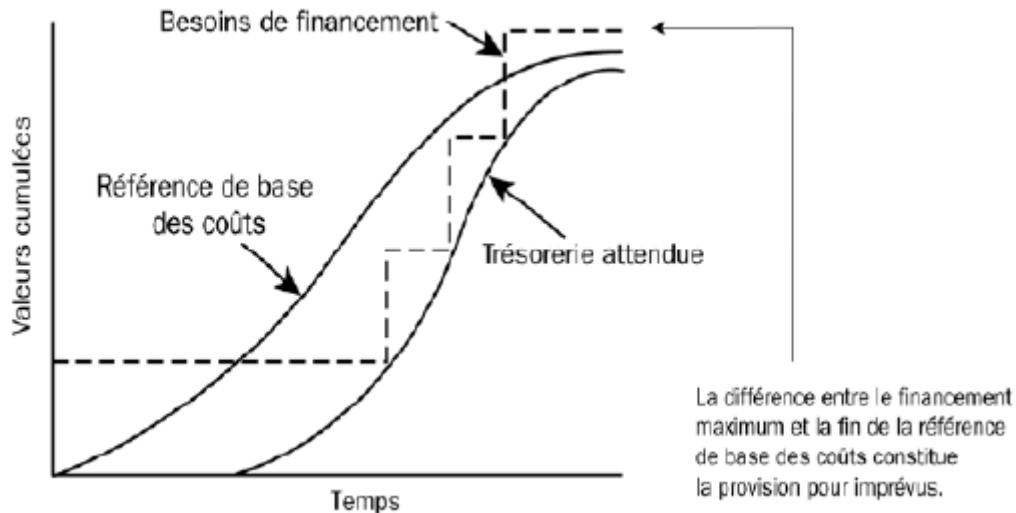


Figure VII.4. différence entre le financement max et la fin de référence de base

VII.4.3. Maîtrise des coûts :

La maîtrise des coûts du projet consiste à :

S'assurer que les modifications demandées sont approuvées, Gérer les modifications effectives à mesure qu'elles ont lieu, S'assurer que les surcoûts potentiels n'excèdent pas le financement périodique et le financement total autorisés pour le projet, surveiller la performance des coûts pour détecter et comprendre les écarts par rapport à la référence de base des coûts, enregistrer avec exactitude toutes les modifications appropriées par rapport à la référence de base des coûts, Informer les parties prenantes concernées des modifications approuvées, Agir pour maintenir les surcoûts prévus dans des limites acceptables.

✓ Analyse de la mesure de performance :

Les techniques de mesure de performance aident à estimer l'ampleur des écarts qui surviendront inévitablement.

La technique de la valeur acquise permet, au niveau du budget initialement alloué, de comparer la valeur cumulée du coût budgété du travail effectué (acquis) d'une part au coût budgété du travail planifié, d'autre part au coût réel du travail effectué. Cette technique est particulièrement utile pour la maîtrise des coûts, le management des ressources et la production.

Une partie importante de la maîtrise des coûts consiste à déterminer la cause et l'ampleur d'un écart, et à décider si cet écart nécessite une action corrective.

La technique de la valeur acquise utilise la référence de base des coûts incluse dans le plan de management du projet pour évaluer l'avancement du projet et l'ampleur de toute variation éventuelle.

Cette technique consiste à élaborer les valeurs clés suivantes pour chaque activité de l'échéancier.

Valeurs clés pour chaque activités :

- ✓ Le budget planifié VP (CBTP) (Coût Budgété du Travail Prévu)
- ✓ Le cout réel CR (CRTE) (Coût Réel du Travail Effectué)
- ✓ La valeur acquise VA (CBTE) (Coût Budgété du Travail Effectué)

Valeur planifiée (VP). La valeur planifiée est le coût budgété du travail qu'il est prévu de réaliser pour une activité ou un composant de la structure de découpage du projet jusqu'à une date donnée.

Valeur acquise (VA). La valeur acquise est le montant de travail budgété effectivement réalisé pour l'activité de l'échéancier ou le composant de la structure de découpage du projet au cours d'une période donnée.

Coût réel (CR). Le coût réel est le coût total encouru pour effectuer le travail de l'activité de l'échéancier ou du composant de la structure de découpage du projet au cours d'une période donnée. Cette valeur CR doit correspondre, par sa définition et ce qu'elle recouvre, à ce qui a été budgété pour VP et VA (exemples : heures de main d'œuvre directe uniquement, coûts directs uniquement, ou tous les coûts y compris les coûts indirects).

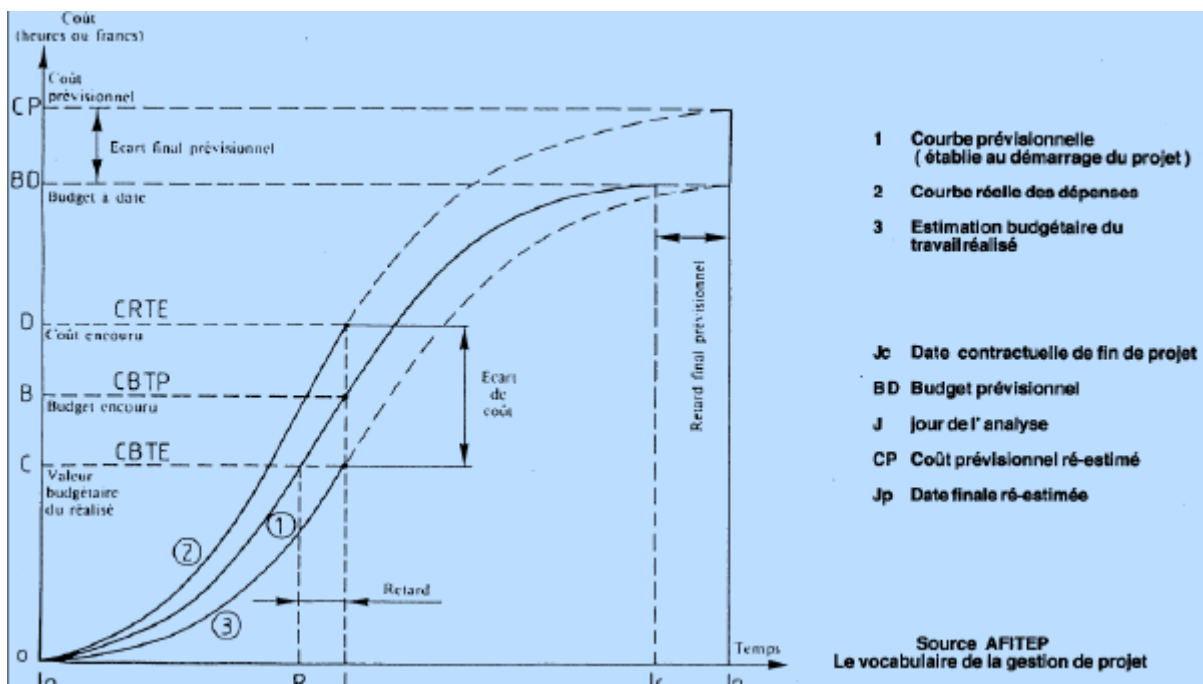


Figure VII.5. Courbe d'avancement

VII.5. Le Management des délais du Projet :

✓ Problématique :

Dans la plupart des cas, un projet de construction doit être réalisé dans un délai déterminé par le maître d'ouvrage en accord avec le maître d'œuvre.

Pour réaliser l'ouvrage prévu en respectant le délai contractuel, il est nécessaire d'organiser la coordination des différents intervenants, par l'établissement d'un planning prévisionnel de réalisation des travaux.

✓ Introduction :

Le management des délais du projet comprend les processus nécessaires pour s'assurer que le projet contient tout le travail requis, et uniquement celui-ci, pour assurer la bonne fin du projet.

Les processus de management des délais du projet comprennent :

1/ Identification des activités :

Identification des activités de l'échéancier qui doivent être réalisées pour produire les divers livrables du projet.

2/ Séquencement des activités :

Identification et documentation des dépendances entre les activités de l'échéancier.

3/ Estimation des ressources nécessaires aux activités :

Estimation des types et des quantités de ressources nécessaires à l'exécution de chaque activité de l'échéancier.

4/ Estimation de la durée des activités :

Estimation du nombre de périodes de travail nécessaires à l'achèvement de chacune des activités de l'échéancier.

5/ Élaboration de l'échéancier :

Analyse des séquences des activités et de leur durée, des ressources nécessaires et des contraintes sur l'échéancier en vue de créer l'échéancier du projet.

6/ Maîtrise de l'échéancier :

Maîtrise des modifications relatives à l'échéancier du projet.

VII.5.1 Identification des activités :

La définition des activités de l'échéancier consiste à identifier et à documenter le travail planifié pour être exécuté.

Le processus Identification des activités permet d'identifier les livrables au niveau le plus bas de la structure de découpage du projet, appelé lot de travail.

Les lots de travail du projet sont planifiés (décomposés) sous forme de composants plus petits appelés activités de l'échéancier pour fournir une base d'estimation, de planification, d'exécution, de surveillance et de maîtrise du travail du projet (OTP ou WBS).

✓ L'(O.T.P) est une approche systémique elle consiste en un découpage technique du projet.
Elle apparaît sous forme de représentation graphique du projet le découpant par niveaux successifs jusqu'au degré de détail nécessaire à une planification et un contrôle adéquats.

Exemple d'organigramme technique de projet (OTP) :

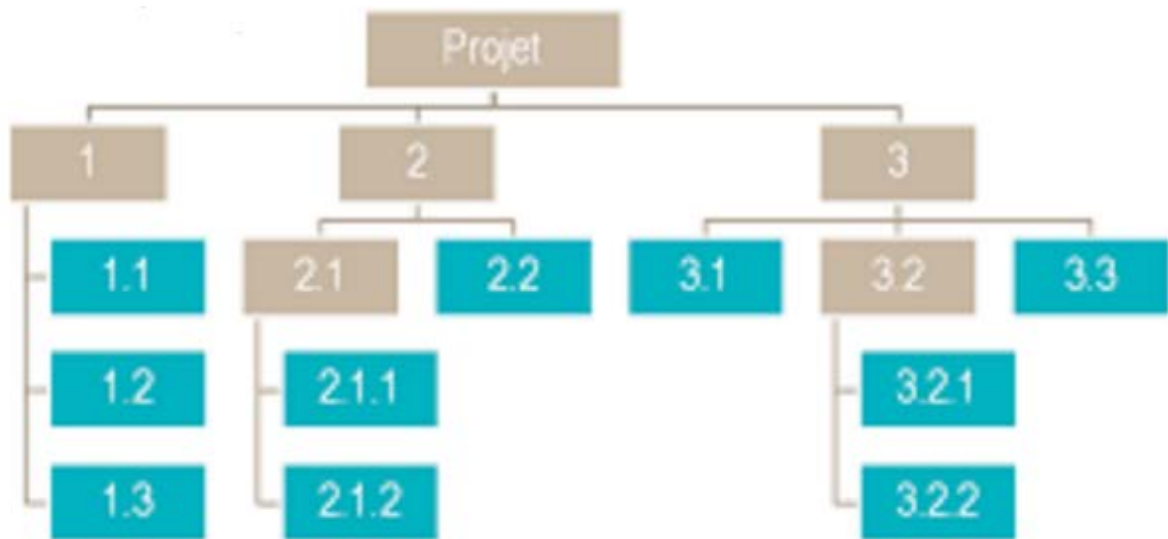


Figure VII.6. Diagramme technique de projet (OTP)

✓ La WBS est une approche Structurée, elle permet de visualiser l'ensemble du projet D'éviter les oublis, De faciliter les consolidations d'information, D'identification des éléments du projet de plus en plus simple.

VII.5.2 Séquencement des activités :

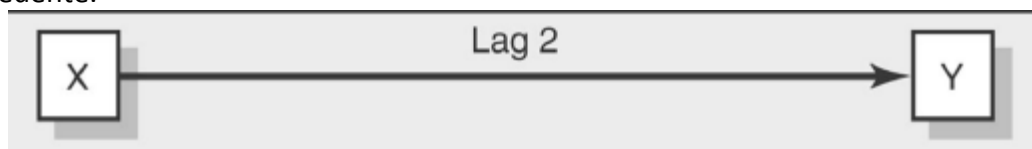
Le séquencement des activités consiste à identifier et à documenter les liens logiques entre les activités de l'échéancier.

Ces activités peuvent faire l'objet d'un séquencement logique en fonction des relations d'antériorité appropriées d'un échéancier du projet réaliste et faisable.

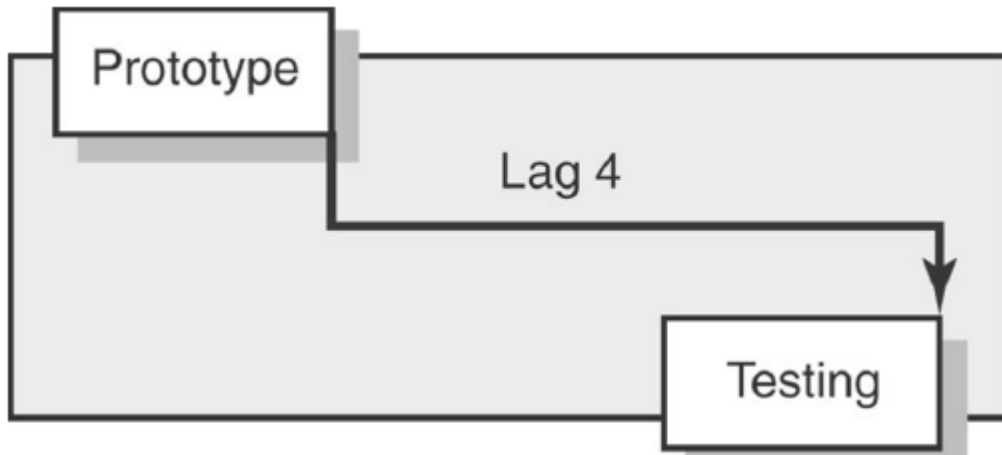
Le séquencement peut être effectué à l'aide d'un logiciel de gestion de projet ou de techniques manuelles.

La méthode des antécédents comprend quatre types de dépendances ou de relations d'antériorité.

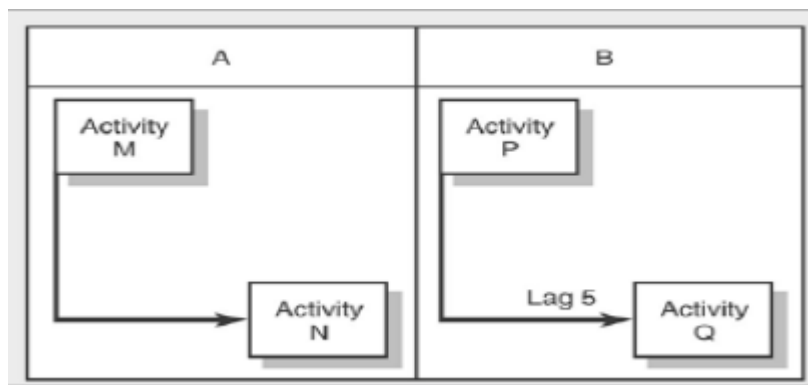
Liaison fin-début. Le démarrage de l'activité successeur dépend de l'achèvement de l'activité antécédente.



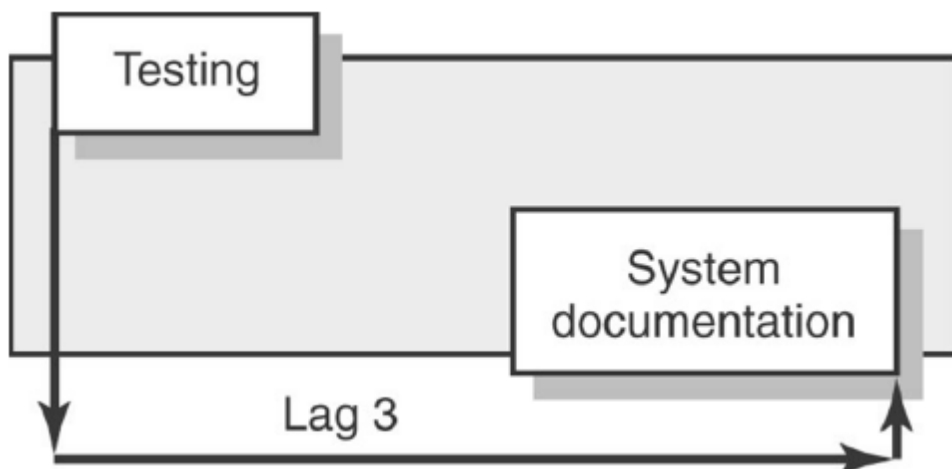
Liaison fin-fin. L'achèvement de l'activité successeur dépend de celui de l'activité antécédente.



Liaison début-début. Le démarrage de l'activité successeur dépend de celui de l'activité antécédente.



Liaison début-fin. L'achèvement de l'activité successeur dépend du démarrage de l'activité antécédente.



Remarque :

Dans la méthode des antécédents, la liaison fin-début est le type de relation d'antériorité le plus couramment utilisé. Les liaisons début-fin sont rarement utilisées.

VII.5.3. Estimation des ressources aux activités:

L'estimation des ressources nécessaires aux activités de l'échéancier comprend la détermination de ces ressources (personnes, équipement ou matériel) et des quantités qui seront utilisées, ainsi que du moment auquel ces ressources seront disponibles pour exécuter les activités du projet.

Ce processus d'estimation est coordonné étroitement avec le processus Estimation des coûts

✓ Remarques

Données d'estimation publiées

Plusieurs sociétés publient régulièrement les taux de production et les coûts unitaires actualisés de ressources pour une large gamme de métiers, de matériels et d'équipements dans différents pays et différents secteurs géographiques dans ces pays.

Logiciels de gestion de projet

Les logiciels de gestion de projet permettent la planification, l'organisation et le management d'ensembles de ressources ainsi que l'élaboration des estimations de ces ressources. Suivant la sophistication du logiciel utilisé, on peut définir la structure de découpage, la disponibilité et le taux des ressources, ainsi que divers calendriers de ces ressources.

VII.5.4. Estimation de la durée des activités:

Le processus Estimation de la durée des activités de l'échéancier utilise les informations sur le contenu du travail de l'activité, les types de ressources nécessaires, les quantités de ressources estimées.

Les différentes techniques sont :

1/ Jugement d'expert

La durée des activités est souvent difficile à estimer en raison du nombre de facteurs qui peuvent l'influencer, par exemple les niveaux des ressources ou leur productivité.

Le jugement d'expert, inspiré par l'information historique, peut être utilisé aussi souvent que possible.

2/ Estimation par analogie

L'estimation par analogie utilise la durée réelle d'une activité de l'échéancier antérieure similaire comme base d'estimation de la durée d'une activité future. On l'utilise fréquemment pour estimer la durée d'un projet lorsqu'il existe peu d'informations détaillées sur celui-ci, par exemple dans les phases initiales. L'estimation par analogie utilise l'information historique et le jugement d'expert.

Sa fiabilité sera maximale si l'activité antérieure est similaire non seulement en apparence mais surtout dans les faits, et si les membres de l'équipe de projet qui effectuent l'estimation ont bien l'expertise nécessaire.

3/ Estimation paramétrique

L'estimation de base de la durée des activités peut être déterminée quantitativement en multipliant la quantité de travail à exécuter par le taux de productivité.

4/ Estimations à trois points

La précision de l'estimation de la durée des activités peut être améliorée en prenant en compte l'importance des risques dans l'estimation initiale. Les estimations à trois points sont basées sur la détermination de trois types d'estimation .

Temps espéré = $(TO + 4 TM + TP)/6$

TM: temps moyen estimé (travail dans des conditions normales)

TO: temps optimiste (conditions idéales, pas d'obstacles, temps minimum pour accomplir la tâche)

TP: temps pessimiste (temps maximum pour accomplir la tâche dans les pires conditions)

VII.5.5. Elaboration de l'échéancier:

L'élaboration de l'échéancier du projet, qui est un processus itératif, détermine les dates planifiées de début et de fin des activités du projet.

Cette élaboration peut nécessiter une revue et une révision des estimations des durées et des ressources, afin de créer un échéancier du projet approuvé pouvant servir de référence de base pour le suivi de l'avancement du projet.

L'élaboration de l'échéancier se poursuit tout au long du projet à mesure que le travail progresse, que le plan de management du projet est modifié et que les événements à risque anticipés surviennent ou disparaissent lorsque de nouveaux risques sont identifiés.

✓ Technique PERT.

La méthode Pert permet d'organiser les tâches pour optimiser leur enchaînement.

✓ Technique GANTT.

Le tableau GANTT permet de réaliser une représentation graphique du déroulement d'un projet et de rendre compte de son avancement.

VII.5.6. Maîtrise de l'échéancier:

La maîtrise de l'échéancier fait partie du processus *Maîtrise intégrée des modifications*
Plusieurs techniques sont utilisées :

✓ Analyse des écarts

L'analyse des écarts de délais durant le processus de surveillance de l'échéancier est une fonction clé de la maîtrise de l'échéancier.

La comparaison entre les dates cibles de l'échéancier et les dates de début et de fin réelles/prévues permet d'obtenir des informations utiles pour déceler les écarts et mettre en œuvre des actions correctives en cas de retard. L'écart de marge totale est également un composant essentiel de la planification pour évaluer la performance des délais du projet.

✓ Diagrammes à barres comparatifs de l'échéancier

Pour faciliter l'analyse de l'avancement de l'échéancier, il est pratique d'utiliser un diagramme à barres comparatif, qui affiche deux barres pour chaque activité de l'échéancier. Une barre montre l'état réel actuel, l'autre l'état selon la référence de base approuvée. Cela permet d'illustrer graphiquement où l'échéancier a progressé comme prévu et où s'est produit un dérapage.

VII.6. Etude économique :

L'estimation de cout des taches se fait en introduisant deux paramètres, la durée de la tâche et le cout aux ressources utilisé pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les taches avec leur durée et cette estimé avec les ressources) sur logiciel MS Projet on obtient les résultats suivants :

- ✓ La durée de projet est de **508** jours de travail
- ✓ Le début de projet est prévue le : **01/08/2018**
- ✓ La fin du projet est prévue le : **17/05/2020**
- ✓ La durée globale du projet en mois est d'environ **20 mois**
- ✓ Le cout brut de projet est de : **116 290 048,0** DA

VII.7. conclusion :

Cette étude d'estimation des couts et délais du projet de réalisation d'une structure composée d'un S-SOL , RDC et 9 étages de 4 logements par niveau à usage multiple a été menée en vue de préparer une soumission de projet.

Le management des couts du projet comprend les processus de planification, d'estimation, de budgétisation et de maitrise des couts nécessaire pour s'assures que le projet peut être réalisé en respectant le budget approuvé.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en compte toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important. Lors de la conception de ce bâtiment, nous avons particulièrement rencontré des difficultés, parmi d'autres dans la disposition des voiles.

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et d'économie.

Bibliographie

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

LOGICIELS

- SAP 2000.
- ETABS 2016.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD.
- ms Project 2010.

Mémoire :

- ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT (SS+R+9) EN BETON ARME A ORAN (MALFI.A)
- Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial « SS+RDC+10 étages » en Béton Armé à ORAN (MERZOUK.M.A)
- Etude d'un bâtiment (R+8+E-SOL) a usage multiple (commercial et habitation) A BEJAIA (BENCHADI.S ; ZADDI.S)

Livre :

- Project Management Body Of Knowledge 1996 (PMBOK)

Annexe-A-

Annexe-B-

Annexe-C-