

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université de TLEMCEEN
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
De MASTER en Génie civil
Option : structure.

Thème:

**Etude technique et managériale d'un bâtiment
« SS+RDC+07 étages » type dalle voile à Sidi Chaker-Tlemcen**

Présenté le 24 juin 2018 par :

BERRAIAH NADJET

BOUANANI YASMINA SALIMA

Devant le Jury composé de :

M_r. M.A ALLAL

M_{me}. S.GHAZALI

M_{me}. KARA TERKID

M_{elle}.MEDJAHED.A

M_r. HAMZAOUI.F

Président

Examinatrice

Examinatrice

Encadreur

Encadreur

Année universitaire 2017-2018

REMERCIEMENT

Tous d'abord on remercie le bon dieu qui nous a aidé jusqu'à la fin de nos études.

Nous tenons dans un premier temps à adresser nos vifs remerciements accompagnés par des sentiments les plus dévoués à nos encadreurs Mr. HAMZAOUI F. et Melle. Medjahed.A. pour leurs soutiens, leurs disponibilités et leurs précieux conseils tout au long de ce travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants qui ont participé à notre formation. Sans oublier : Mr Massmoudi .R, Boucif.L et Kara Terki .D pour leur aide.

Nous adressons nos remerciements à tous les gens qui ont contribué de près ou de loin dans ce modeste travail.

En fin toute nos gratitude aux membres du jury qui nous font l'honneur de jury ce travail.

DEDICACE

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers sœurs Fatima, Aïcha, Faïza, Mes frères ALI et MOHAMMED et mes nièce Neïla et Meriem .

A tous mes amis (es): Khouira, Meriem et tous la promotion de Master 2 Génie civil

A ma famille BERRAIAH et BEN MEDJAHED et la famille de mon binôme BOUANANI.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, Qu'ils trouvent ici mes sincères reconnaissances et gratitude

BERRAIAH NADJET

DEDICACE

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers sœurs Fatima, Chaima, Aicha, Mon oncle Hocine et ma nièce Neïla.

A mon mari Beljelajel Faissal merci d'être toujours à mes côtés, par votre présence, par votre amour dévoué et votre tendresse, et sa famille

A tous mes amis (es): Amouna, Khouira, Meriem, Imane et tous la promotion de Master 2 Génie civil

A ma famille BOUANANI et la famille de mon binôme BERRAIAH.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, Qu'ils trouvent ici mes sincères reconnaissances et gratitude

BOUANANI YASMINA

Résumé

Ce projet présente une étude technique et managériale d'un Bâtiment en béton armé à usage multiple (habitation, commercial, bureau, parking) constitué d'un sous-sol et d'un Rez-de-chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de TLEMCEM. Cette région est classée comme zone faible sismicité (zone I) selon le RPA99 version 2003.

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

- ✚ Etude technique : regroupe plusieurs chapitre (présentation du projet, le pré dimensionnement et la descente des charges, étude des éléments secondaires, étude dynamique, étude des éléments structuraux, étude de l'infrastructure.
- ✚ Etude managériale : le management de projet et la détermination de durée et cout de projet à l'aide de Ms Project

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, Ms Project, management de projet, RPA99V2003.

ABSTRACT

This project presents a technical and managerial investigation in a reinforced concrete structure for residential, commercial, office and parking use, constituted with an underground and a ground floor more than (7) floors, implanted in the town of Tlemcen in the wilaya of Tlemcen. The area is ranked in the weak zone seismicity (zone 1) according to the version of RPA99V2003 . Using the new rules of calculation and verification of the reinforced concrete (RPA99V2003 and BAEL91 modified 99) , this study is composed of many sections : presentation of the project , pre dimensioning and the lowering loads , the study of secondary elements (staircase , acorterion , elevator) , dynamique study , study of structural elements , study of infrastructure , then economic study . The calculations are done taking into account the rules of calculation and verification of the reinforced concrete RPA99V2003 and BAEL91 modified 99.

Key words : Building , reinforced concrete , SAP2000 , Ms Project , seism .

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة تقنية و ادارية لبناية سكنية و تجارية و ادارية و مواقف سيارات تتالف من طابق ارضي و سبع طوابق علوية بولاية تلمسان هذه المنطقة مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب نظام مقاومة الزلازل نسخة 2003 .

باستعمال القوانين الجديدة لحساب و مراجعة الخرسان المسلح (نظام مقاومة الزلازل 2003) .

هذه الدراسة تتكون من

دراسة تقنية تقوم على تحليل و قياس البناية مطبقين قواعد البناء المعمول به.

دراسة تسيرية تحتوي على دراسة تسيرية لمشروعنا بغرض تحديد الاجال و تكلفة الاجمالية

كلمات مفتاحية الخرسان المسلح نظام مقاومة الزلازل نسخة 2003 الزلازل البناية

SOMMAIRE

Remerciement

Dédicace

Résumé

Sommaire

La liste des figures

La liste des tableaux

La liste des notations

Introduction générale

Chapitre 01 : Généralité sur les voiles

1.1.Introduction.....	1
1.2. Définition des murs porteurs.....	1
1.3. Classification des types des voiles.....	2
1.4. Rôle des murs porteurs	3
a-L'utilisation des murs voile.....	3
b-Les caractéristiques du comportement des voiles.....	3
1.5. Les modes de construction à murs porteurs.....	3
1.6. Mode de fonctionnement des murs voile.....	5
a- Modes de rupture des voiles élancés	5
b- Mode de rupture des voiles courtes.....	6
1.7.Principe de dimensionnement	7
1.8.Ferraillage des voiles.....	8
1.9.L'effet de séisme sur les voiles (Mursporteurs).....	9

Chapitre 02 : Présentation de projet

2.1. Introduction.....	10
2.2. Présentation de l'ouvrage	10
2.3. Caractéristique géométrique (dimensions des plans).....	10
2.4. Ossature et système constructif.....	11
a- Ossature	11
b-Planchers.....	12
c-Escaliers.....	12
d-Maçonnerie.....	12
e-Revêtements.....	12
f-Isolation.....	13
g-Locale d'ascenseur	13

h-Acrotère.....	13
i-Les fondations.....	13
2.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	13
2.5.1. Le béton	13
2.5.1.1. Résistance mécanique	14
a- Résistance caractéristique à la compression	14
b-Résistance caractéristique à la traction.....	14
2.5.1.2. Déformation et contrainte de calcul.....	14
a- Diagramme parabole-rectangle.....	14
b-Diagramme rectangulaire.....	15
2.5.1.3. Contrainte admissible de cisaillement.....	15
2.5.1.4. Modules de déformation longitudinale du béton.....	16
a- Module de déformation instantané.....	16
b-Module de déformation différée.....	16
2.5.1.5. Coefficient de poisson.....	16
2.5.2. Les aciers.....	16
2.5.2.1. Diagramme déformation-contrainte de calcul	17
2.5.2.2. Contrainte limite de traction des matériaux.....	17
2.6. Etat limite	18
2.6.1. ELU.....	18
2.6.2. ELS.....	19
2.7. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	19
* Etat limite ultime.....	19
* Etat limite service.....	19
2.8. Hypothèse de calcul.....	20
2.8.1. Béton	20
2.8.2. L'acier	20
Chapitre 03 : Pré dimensionnement et descente des charges	
3.1. Introduction.....	21

3.2. Plancher (dalle pleine).....	21
3.3. Les voiles.....	22
3.4. La bande noyée (la poutre noyée).....	22
3.5. Descente des charges	23
3.5.1. Introduction.....	23
3.5.2. Plancher terrasse inaccessible	23
3.5.3. Plancher étage courant	24
3.5.4. Plancher RDC	24
3.5.5. Plancher sous-sol	25
3.5.6. Plancher balcon	25
3.5.7. Mur extérieur	26
3.5.8. Mur intérieur	26
3.5.9. Escalier.....	27
3.6. Conclusion.....	27
Chapitre 04 : Etude des éléments structuraux 4.1.	
Introduction.....	28
4.2. Etude d'acrotère	28
4.2.1. Définition	28
4.2.2. Calcul des sollicitations	28
4.2.3. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant	29
4.2.4. Calcul de ferrailage.....	29
4.3. Balcon	31
4.3.1. Introduction	31
4.3.2. Calcul des sollicitations	31
4.3.3. Calcul du moment	32
4.3.4. Calcul de ferrailage	32
4.4. Ascenseur.....	34
4.4.1. Dalle de la salle machine (locale).....	35
4.4.1.1. Calcul à l'ELU.....	35
a-Calcul des moments du système de levage (méthode BAEL 91).....	35
b-Calcul des moments du au poids propre de la dalle (méthode BAEL 91).....	36

c-Les moments agissants sur la dalle	36
d-Calcul de ferrailage	36
e-Vérification de l'espacement	36
f- Vérification au poinçonnement	37
g- Vérification de l'effort.....	37
4.4.1.2. Calcul à l'ELS.....	37
a-Calcul des moments du système de levage.....	37
b-Calcul des moments du au poids propre de la dalle	37
c-Les moments agissant sur la dalle.....	38
d-Vérification à l'ELS.....	38
4.4.2. Dalle au dessous de l'ascenseur	38
4.4.2.1. Calcul à l'ELU.....	39
a- Calcul des moments à l'ELU.....	39
b-Calcul de ferrailage.....	39
c-Vérification de l'espacement	40
4.4.2.2. Calcul à l'ELS.....	40
a- Calcul des moments à l'ELS	40
b-Vérification à l'ELS.....	41
c-Vérification de la flèche.....	41
4.5. Escaliers	41
4.5.1. Introduction.....	41
4.5.2. Thermologie	42
4.5.3. Etude des escaliers	42
4.5.3.1. Dimensionnement	43
a- Volée	44
b-Palier	44
4.5.3.2. Calcul du moment	44

4.5.3.3. Calcul du ferrailage	46
4.5.3.4. Les vérifications.....	46
4.5.3.5. La flèche	47
4.5.4. Etude de la poutre palière	48
4.5.4.1. Dimensionnement	48
4.5.4.2. Charge supporté par la poutre	49
4.5.4.3. Etude de ferrailage	49
4.5.4.4. Vérification des contraintes	50
a- Vérification de contrainte de compression	50
b-Contrainte de cisaillement	51
4.5.4.5. Diamètre des armatures minimales	51
4.5.4.6. Vérification de la section d'armature minimale	52
4.5.4.7. Vérification des armatures tendue	52
4.5.4.8. Calcul de la flèche	52
 Chapitre 05 : Etude dynamique	
5.1. Introduction.....	53
5.2. Présentation du programme SAP2000	53
5.3. Méthode de calcul.....	53
5.3.1. Méthode statique équivalent.....	53
5.3.1.1. Principe	53
5.3.1.2. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	53
5.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale	57
5.3.2.1. Principe	57
5.3.2.2. Position des voiles.....	57
5.3.2.3. Poids de la structure	59
5.3.2.4. Evaluation des excentricités	60
5.3.2.5. Spectre de réponse de calcul	61

5.3.2.6. Représentation graphique du spectre	62
5.3.2.7. Calcul de la force sismique selon la hauteur	63
5.3.2.8. Vérification des résultats des forces sismiques de calcul	63
5.3.2.9. Vérification des déplacements	65
5.3.2.10. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble.....	66

Chapitre 06 : Etude des éléments structuraux

6.1. Introduction	67
6.2. Les planchers	67
6.2.1. Introduction	67
6.2.2. Etudes des planchers dalle pleine.....	68
6.2.2.1. Calcul des sollicitations	68
6.2.2.2. Calcul des moments fléchissant	69
6.2.2.3. Les moments totaux appliqués sur la dalle	69
6.2.2.4. Calcul de ferrailage	70
6.2.3. Les moments totaux appliqués sur les dalles de différents étages.....	72
6.2.4. Calcul des ferrailages	72
6.2.5. Vérification des contraintes	73
6.3. Les voiles	73
6.3.1. Introduction	73
6.3.2. Combinaison des charges.....	73
6.3.3. Détermination des sollicitations	74
6.3.4. Etude du voile	74
6.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement	77
6.3.6. Vérification de l'effort normal réduit	78
6.3.7. Poinçonnement	78
6.4. Poutre noyée	79
6.4.1. Définition	79
6.4.2. Calcul des moments	79
6.4.3. Calcul de ferrailage	79
6.5. Voile périphérique.....	81
6.5.1. Introduction	81
6.5.2. Dimensionnement.....	81

6.5.2.1.Calcul des charges.....	82
a- Poussée des terres	82
b-Poussée supplémentaire	82
c-La charge pondérée.....	82
6.5.2.2. Calcul de ferrailage.....	82
6.5.2.3. Les vérifications.....	84
a- Vérification de l'effort tranchant.....	84
b-Vérification des contraintes à l'ELS.....	84

Chapitre07 : Fondation

7.1. INTRODUCTION.....	85
7.2. DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS	85
7.3.Qu'est-ce que c'est qu'une semelle filante :	86
7.4. FERRAILLAGE DE LA NAPPE	88
7.5. Vérification de la contrainte de cisaillement	89
7.6. ETUDE DES LONGRINES	90

Chapitre 08 : Etude managériale

8.1. Introduction	92
8.2. Présentation du projet	93
a- Projet	93
1.Définition.....	93
2. Cycle de vie de projet.....	93
3. Les différents intervenants dans notre projet.....	94
4. Planification.....	95
5. Les ressources	96
b-Management de projet.....	96
1. Aspect technique du management	96
1.1. Les taches.....	96
1.2.Diagramme de GANTT.....	97
2. Le management des coûts du projet	98
2.1. Comparaison des méthodes.....	100
2.2Détermination de coût par estimation paramétrique	100
8.3. Conclusion	101

Référence bibliographique

Conclusion générale

Annexe A

Annexe B

Annexe C

LISTE DES FIGURES

Chapitre 01 :

Fig. 1.1.Mur voile en béton armé	1
Fig.1.2.coffrage banche.....	2
Fig. 1.3.les différents types des voiles.....	2
Fig. 1.4.Structure mixte avec des murs porteurs.....	4
Fig.1.5.Structure avec noyaux central.....	4
Fig.1.6.Structure uniquement à murs porteurs.....	5
Fig.1.7.Modes rupture des voiles élancés.....	5
Fig.1.8.Modes rupture des voiles courtes.....	6
Fig.1.9.voile plein.....	7
Fig.1.10.Coupe de voile en élévations.....	8
Fig.1.11.La disposition de ferrailage	8

Chapitre 02 :

Fig.2.1: Dimensionnement en plan.....	11
Fig.2.2: dimensionnement en élévation.....	11
Fig.2.3:Plancher dalle pleine.....	12
Fig.2.4.Diagramme déformation- contraintes de béton.....	15
Fig.2.5.Diagramme déformation-contrainte de l'acier.....	17

Chapitre 03 :

Fig.3.1.Planchers dalles pleine.....	21
Fig.3.2.La poutre noyée.....	22
Fig.3.3.Terrasse inaccessible.....	23
Fig.3.4.Balcon.....	26
Fig.3.5.Coupe verticale de mur extérieure.....	26

Chapitre 04 :

Fig4.1.Schéma statique de l'acrotère.....	28
---	----

Fig4.2.schéma de ferrailage d'acrotère	31
Fig4.3.Schémas de ferrailage du balcon.....	34
Fig4.4.Schéma d'un ascenseur dans un bâtiment.....	34
Fig4.5.cage d'ascenseur.....	35
Fig4.6.schéma représentant la surface d'impact.....	35
Fig4.7.Schéma de ferrailage de la dalle au dessus de l'ascenseur.....	37
Fig4.8.Schéma de ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur.....	41
Fig4.9.Schéma d'escalier.....	42
Fig4.10 : Vue en plan d'un escalier à deux volées.....	43
Fig4.11 : Schémas statique du moment fléchissant et l'effort tranchant.....	45
Chapitre 05 :	
Fig5.1 : Position des voiles.....	58
Fig5.2 : La structure modélisée en SAP 2000.....	59
Fig5.3 : La courbe de spectre de réponse $R = 3.5$	62
Chapitre 06 :	
Fig6.1.Plancher en béton armé (dalles).....	68
Chapitre 07 :	
Fig7.1 : Type des fondations.....	85
Fig7.2 : Semelle filante sous poteaux et sous mur.....	87
Fig7.3 : Ferrailage de la longrine.....	90
Chapitre 08 :	
Fig8.1 : Les caractéristiques du projet	93
Fig8.2 : Cycle de vie de projet	94
Fig8.3 : Les acteurs de notre projet	95
Fig8.4 :Diagramme de GANTT.....	97
Fig8.5 : Calendrier du diagramme de GANTT	98
Fig8.6 : Les modèles d'estimation des coûts.....	98

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 02 :

Tableau 2.1 : Dimension en plan.....	10
--------------------------------------	----

Chapitre 03 :

Tableau3.1 : Plancher terrasse inaccessible	24
Tableau3.2 : Plancher étage courant.....	24
Tableau3.3 : Plancher Rez- de- chaussé	25
Tableau3.4 : Plancher sous-sol.....	25
Tableau3.5 : Plancher balcon.....	25
Tableau3.6 : Mur extérieur (double paroi).....	26
Tableau3.7 : Mur intérieur.....	26
Tableau3.8 : La charge de volée.....	27
Tableau3.9 : La charge de palier.....	27

Chapitre 04 :

Tableau4.1 : Calcul et vérification des contraintes.....	34
Tableau4.2 : Section d'armature de la dalle d'ascenseur.....	36
Tableau4.3 : Calcul et vérification des contraintes de la dalle au dessus de l'ascenseur.....	38
Tableau4.4.Calcul et vérification des contraintes de la dalle au dessous de l'ascenseur.....	41
Tableau4.5: La valeur du moment fléchissant et l'effort tranchant.....	45
Tableau4.6 : Section d'armature des escaliers.....	46
Tableau4.7 : Vérification des escaliers.....	46
Tableau4.8 : Vérification de la flèche.....	47
Tableau4.9 : Valeur des charges pris en compte	47
Tableau4.10 : La valeur des moments, contraintes et la flèche.....	48
Tableau4.11 : Section d'armature de la poutre palière	49
Tableau4.12 : L a valeur de la flèche.....	52

Chapitre 05 :

Tableau5.1 : Valeur de la pénalité	56
Tableau5.2 : Période et masse	58
Tableau5.3 : Valeurs de poids de chaque niveau de la structure.....	59
Tableau5.4 : Centre de masse pour chaque niveau.....	60
Tableau5.5 : Centre de torsion de chaque niveau.....	61
Tableau5.6 : La valeur de l'excentricité théorique de chaque niveau.....	61
Tableau5.7 : La valeur de l'excentricité accidentelle de chaque niveau.....	61
Tableau5.8 : Les valeurs des forces selon la hauteur de chaque niveau.....	63
Tableau5.9 : Les valeurs des efforts statique et dynamique à la base.....	63
Tableau5.10 : La valeur des déplacements.....	64
Tableau5.11 : Vérification de l'effet P- Δ	64
Tableau5.12 : La valeur de M_s et M_r suivant x.....	65
Tableau5.13 : La valeur de M_s et M_r suivant y.....	65

Chapitre 06 :

Tableau6.1 : la valeur des moments du Sous-sol.....	70
Tableau6.2.Calcul et vérification des contraintes.....	71
Tableau6.3 :Section d'armature du Sous-sol.....	72
Tableau6.4 : les moments de chaque niveau.....	72
Tableau6.5 : L a valeur de ferrailage de chaque niveau de la structure.....	72
Tableau6.6 : Calcul et Vérification des contraintes de cisaillement.....	73
Tableau6.7 : Sollicitation des voiles.....	74
Tableau6.8 : Ferrailage des voiles.....	77
Tableau6.9 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	78

Chapitre 07 : Fondation

Tableau7.1 : Moments et l'effort tranchant du voile.....	87
Tableau7.2 : Les conditions d'application de la méthode de BELLE.....	88
Tableau7.3 : Ferrailage de semelle.....	89

Tableau7.4 : Les moments maximum.....	89
Tableau7.5 : Ferrailage.....	89

Chapitre 08 : Etude managériale

Tableau8.1 : Les ressources du projet.....	96
Tableau8.2 : Comparaison des approches	100
Tableau8.3 : Coût estimative des travaux de réalisation.....	101

Liste des notations

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vj} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

τ_u : Contrainte admissible de cisaillement.

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

f_{bc} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

A : Facteur d'accélération de la zone.

C_p : Facteur de la force horizontale.

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

β : Valeur du coefficient de pondération.

W : Poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids de la charge permanente.

W_{Qi} : Poids de la charge d'exploitation

N : Effort normale.

V : Effort tranchant.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_s : Moment à l'état limite service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

A_{st} : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_r : Section d'armatures de répartition.

μ_u : Moment ultime réduit.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

I : Moment d'inertie.

g : Accélération de la pesanteur.

δ_k : Déplacement relatif.

δ_{ek} : Déplacement du aux force sismique.

Δ_k : Déplacement admissible.

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil est l'ensemble des arts et techniques de construction conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'apprêtent à abriter des vies humaines.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de faible sismicité (Zone I), comportant un Sous-sol, RDC, et sept étages, dont le système de contreventement est assuré par des voiles.

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

Notre travail est structure comme suit :

- étude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (plancher) et des éléments verticaux (murs voiles).
- Calcul complet et détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).
- Etude dynamique qui permet la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.
- Etude des éléments structuraux.
- Etude des différents éléments de l'infrastructure.
- Etude managériale (estimation de cout et de délais).

CHAPITRE 01

GENERALITE SUR LES VOILES

1.1. INTRODUCTION :

L'utilisation des voiles en béton armée (mur porteur) comme des éléments porteurs pour les constructions parasismiques deviennent de plus en plus fréquents la raison est que les murs de contreventements, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales et sont particularité de prendre les efforts horizontaux, ont une grande capacité de dissipation énergie lors d'un évènement sismique.

1.2. DEFINITION DES MURS PORTEURS :

Les « **MURS PORTEURS** » sont des murs destinés à supporter la structure des planchers d'un bâtiment. Ils constituent le squelette de ce dernier, et reposent sur ses fondations. Leur rôle est .d'assurer la solidité et la stabilité de la structure globale d'une construction, et transmettre également les charges verticales aux fondations. [1]



Figure1.1 : Mur voile en Béton Armée

Beaucoup d'immeuble dans le monde sont construits maintenant en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles sont des murs en béton banché coulés dans des coffrages (banches) à leur emplacement définitif. Ils peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, mais ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques dans la direction perpendiculaire à leur plan. [2]

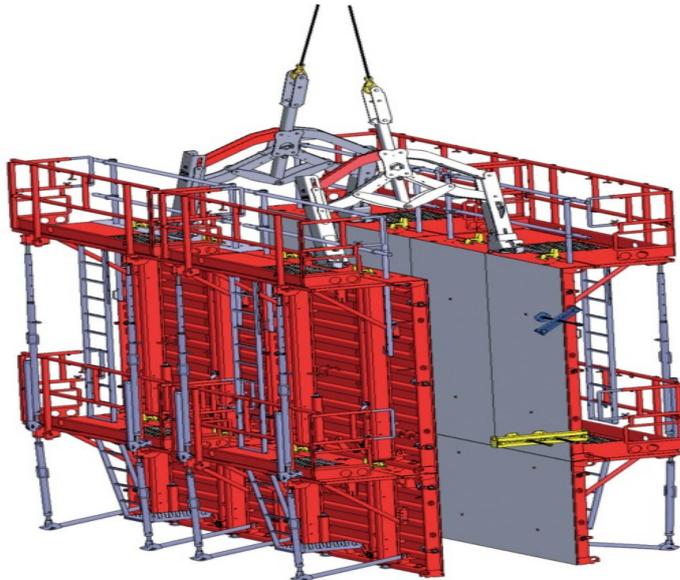


Figure1.2 : Coffrage banche

1.3. Classification des types de voiles :

- Voile pleine où -voile sans raidisseur (Figure a)
- voile avec raidisseur (Figure b)
- Voile avec une seule file d'ouverture (Figure c)
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Figure d)

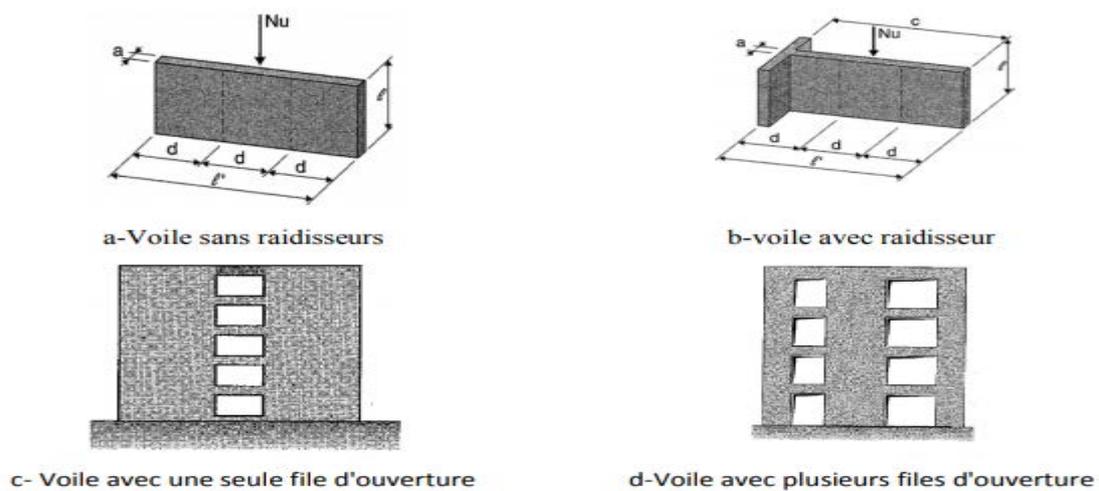


Figure1.3 : les différents types des voiles

1.4. ROLE DES MURS PORTEURS :

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité.

a. L'UTILISATION DES MURS VOILES :

Les raisons d'utilisation des murs voiles comme des éléments résistants à l'effort sismique sont :

- Augmenter la stabilité de l'ouvrage
- Rendre la structure plus rigide
- Reprendre les charges permanentes et les charges d'exploitations apportées par les planchers
- Assurer une isolation acoustique

b. LES CARACTÉRISTIQUES DU COMPORTEMENT DES VOILES :

Élancement qui peut être défini comme le rapport entre la hauteur et la largeur du voile (H/L).

- Les caractéristiques géométriques des éléments.
- Le pourcentage et la disposition des armatures (ex armatures horizontales empêchent l'ouverture des fissures).
- Intensité de l'effort normal et de l'effort de cisaillement induit par le séisme.
- Type de chargement : statique ou cyclique, monotone

1.5. LES MODES DE CONSTRUCTION A MURS PORTEURS :

Tout en étant conscient de la grande variété des constructions à murs porteurs, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale.

À cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées :

- Structures mixtes, avec des murs porteurs associés à des portiques ;
- Structures à noyau central ;
- Structures uniquement à murs porteurs.

Dans le 1er cas, le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les

Poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces Horizontales.

Un exemple de ce système constructif est présenté dans la Figure 1.1 : [2]

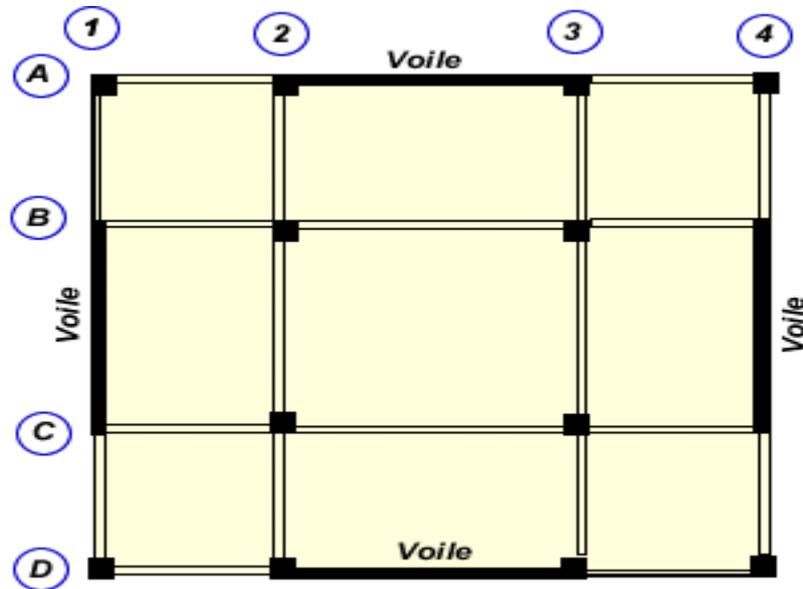


Figure 1.4 : Structure mixte avec des murs porteurs

Dans le 2e cas, un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage des Poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine Résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, Comme la Montre la Figure 1.2 :

Noyaux centraux

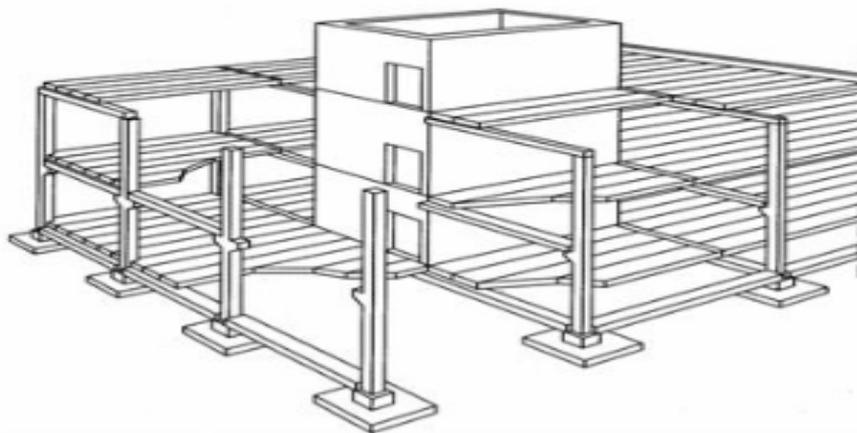


Figure 1.5 : Structure avec noyau central

Dans le 3e cas, les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges Verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales. L'exemple montré dans la Figure 1.3 fait apparaître ce système constructif.

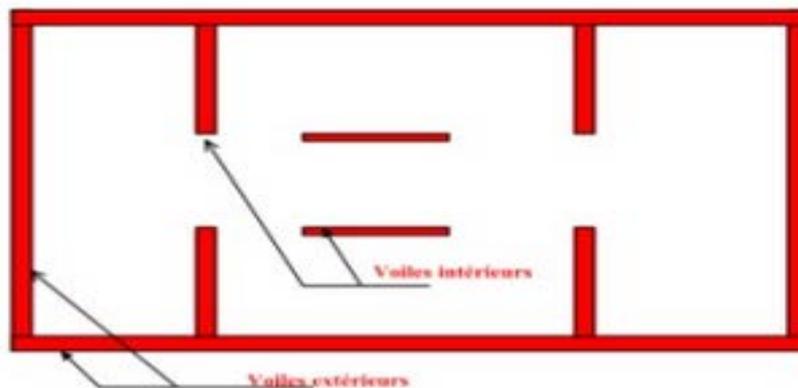


Figure 1.6 : Structure uniquement à murs porteurs

1.6. MODE DE FONCTIONNEMENT DES MURS VOILES :

Les voiles sont classés selon leur élancement dans les règlements parasismique, on distingue 2 types des voiles :

- Des voiles élancés $h/l > 1.5$
- Des voiles courts $h/l < 1.5$

Ce qui permet de mettre en évidence deux grandes familles de mode de rupture :

a. Mode de rupture des voiles élancés :

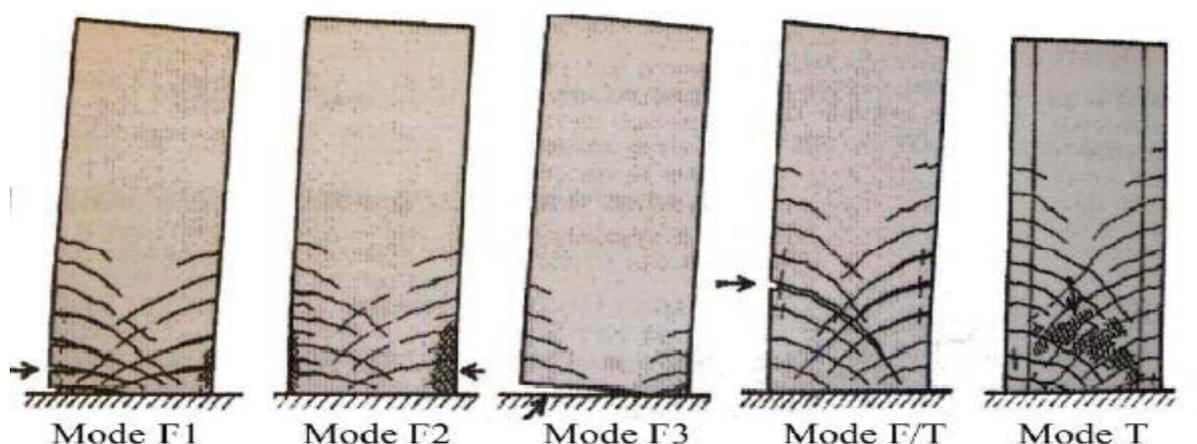


Figure 1.7 : Mode de rupture des voiles élancés

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode f1} \\ \text{Mode f2} \\ \text{Mode f3} \end{array} \right.$ des ruptures en flexion

Mode F1 : rupture par plastification des armatures verticales tendue et endommagement de béton par compression. Ce mode de ruine apparait dans les voiles plus élancés soumis à des efforts de cisaillement modérés et un effort de compression faible.

Mode F2 : rupture par écrasement du béton, ce mode de ruine est rencontré pour les voiles assez fortement armés, sollicités par des efforts normaux plus importants.

Mode F3 : la ruine s'effectue par la rupture fragile des armatures verticales tendues c'est un mode qui est rencontré dans les voiles faiblement armés aux extrémités. Pour améliorer la notion de ductilité, il faut concentrer les armatures dans l'extrémité.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode f/t rupture en flexion – effort tranchant.} \\ \text{Mode t des ruptures par effort tranchant} \end{array} \right.$

Mode F/T : produit pour les voiles qui sont sollicités par des efforts de flexion plus au moins importants ou avec insuffisance des armatures horizontales.

Mode T : la rupture se fait par écrasement de béton de l'âme, ce mode de rupture est rencontré dans le cas des efforts de cisaillement plus important. [3]

b. Mode de rupture des voiles courtes :

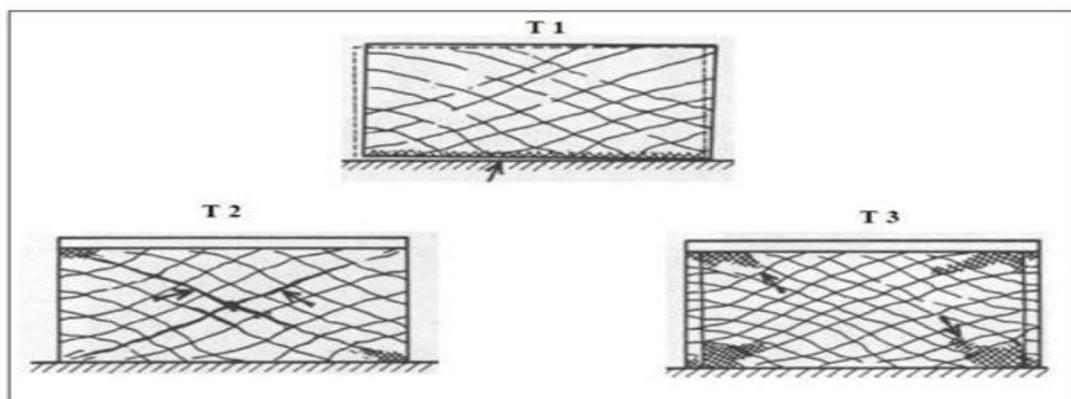


Figure 1.8: Mode de rupture des voiles courtes

Avec :

- T1 : rupture par glissement.
- T2 : rupture diagonale.
- T3 : rupture par écrasement.

1.7. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT :

Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont l'élanement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions) et la contrainte normale moyenne.

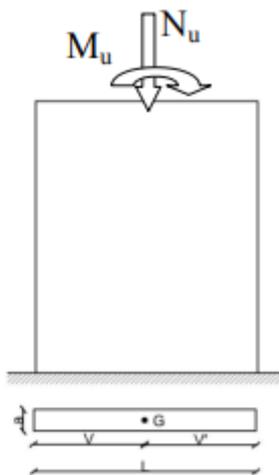


Figure1.9 : Voile plein

La plupart des codes de constructions essaient de dimensionner des bâtiments au Séisme de façon que l'énergie sismique apportée puisse être absorbée et dissipée par Des déformations inélastiques de la structure. D'après le règlement RPA, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur Libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

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

$$L > a * 4$$

L'épaisseur minimale $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

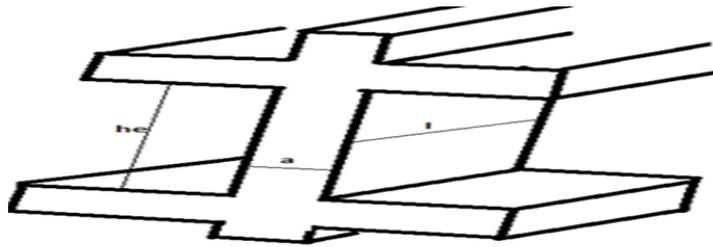


Figure 1.10 : Coupe de voile en élévations

1.8. LE FERRAILLAGE DES VOILES :

Le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d’encastement.

Le ferrailage classique du Voile est composé d’armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes, d’armatures verticales uniformément réparties et d’armatures horizontales aussi uniformément réparties.

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d’importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d’équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d’organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l’âme horizontales et verticales ont le rôle d’assurer la résistance à l’effort tranchant.

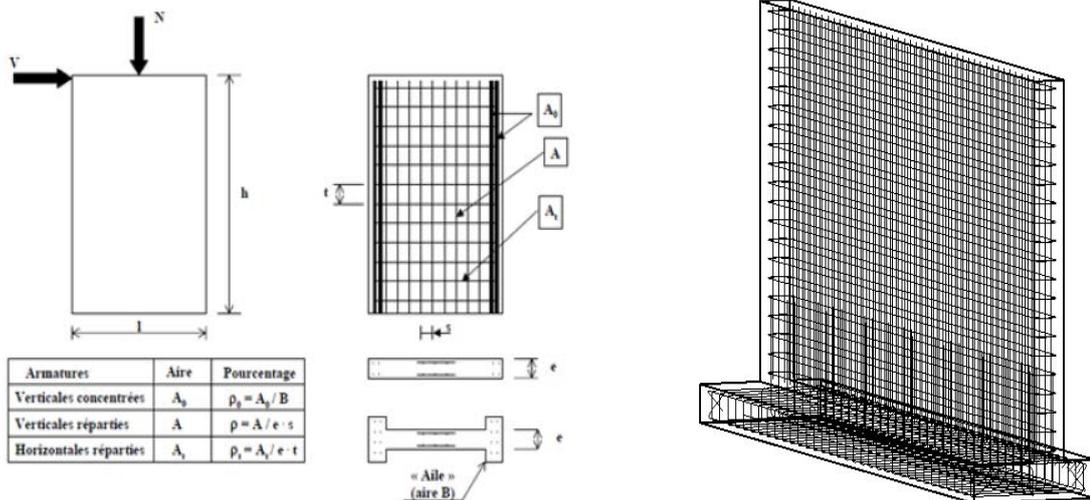


Figure : 1.11 la disposition de ferrailage

1.9. L'EFFET DE SIESME SUR LES VOILES (MURS PORTEURS) :

Selon les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous

L'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature et l'utilisation de l'ouvrage. Les techniques d'analyse de ces structures consistent essentiellement à comparer un paramètre "d'exigence" à un paramètre de "capacité".

L'effort tranchant à la base d'une structure est un paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des structures. L'ingénieur calcule la sollicitation (l'effort) provoquée par un séisme donné à la base de l'édifice, et la compare à la résistance de l'ouvrage.

La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure. La dégradation est plus sensible au "déplacement" qu'à "l'effort", car la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort. [2]

CHAPITRE 02

PRESENTATION DE PROJET

2.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Dans le but de faire valoir et d'actualiser nos connaissances théoriques obtenues tout ou long des études faites durant notre formation dans le domaine du Génie Civil, notre travail de fin d'étude va s'intéresser à l'étude d'un bâtiment (SS+R+7) (rez-de-chaussée plus sept étages) en béton armée à usage d'habitation avec le rez-de-chaussée réservé aux activités commerciales et 1er étage à usage administratif.

2.2. SITUATION DE L'OUVRAGE:

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment en béton armé (SS+R+7) type **dalle voile** à usage multiple implantée à **SIDI CHAKER** wilaya de **TLEMCCEN**, classée comme zone **faible sismicité** (zone 1) selon les règles parasismiques Algériennes R.P.A 99 (version 2003).

D'après le rapport géotechnique, la construction sera fondée sur un sol **ferme** d'une contrainte admissible $\sigma = 3\text{bars}$.

2.3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE (DIMENSIONS DES PLANS) :

Longueur totale du bâtiment	24,7m
Largeur totale du bâtiment	26,15 m
Hauteur totale du bâtiment	28,56 m
Hauteur du R.D.C	4,08 m
Hauteur des étages courants	3,06 m
Hauteur de sous-sol	3,06 m

Tableau 2.1 : Dimension de plan

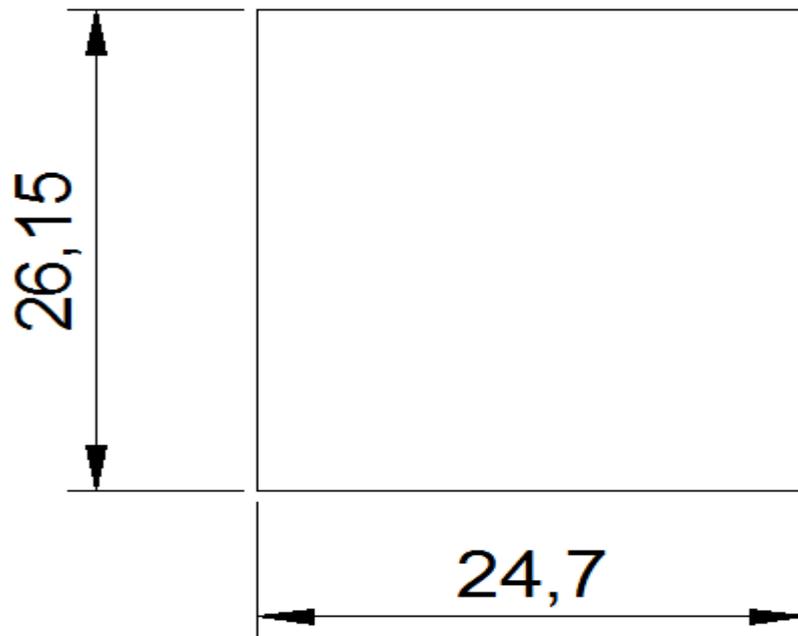


Figure2.1 : Dimensionnement en plan

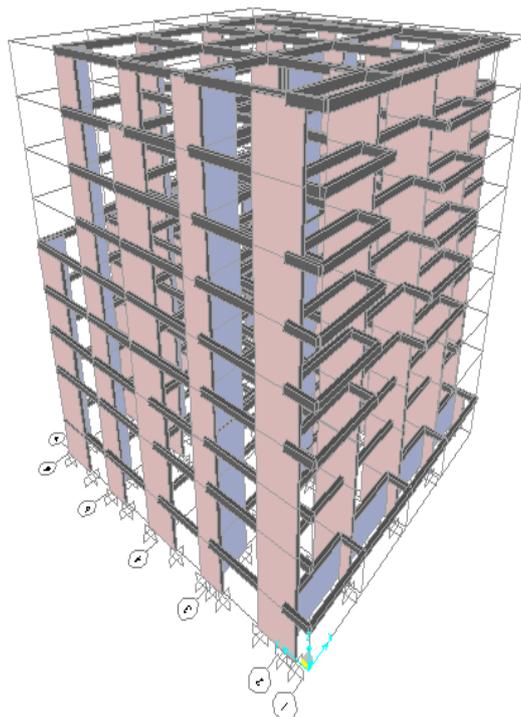


Figure2.2 : Dimensionnement en élévation

2.4. OSSATURE ET SYSTEME CONSTRUCTIF ADOPTE :

a. Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs pour assurer la stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale.

b. Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- dalle pleine : pour tous les étages.

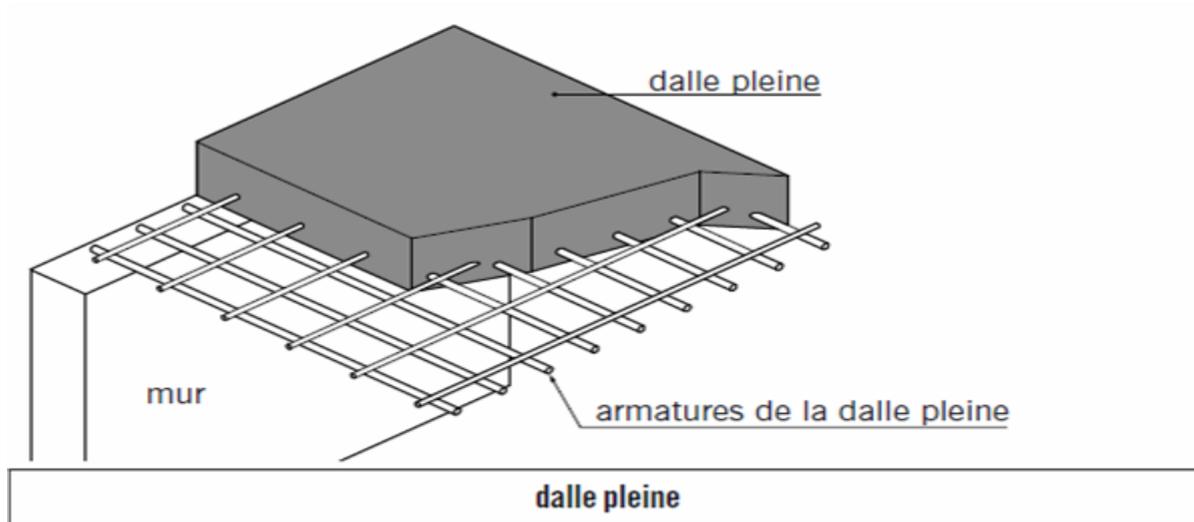


Figure2.3 : Plancher dalle pleine

c. Escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux qui permettent le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers de repos.

- Escalier à deux volées avec un seul palier utilisé pour l'accès du RDC vers 1^{er} étage.
- Escalier à trois volées avec deux paliers utilisés pour l'accès du SS vers RDC.

d. Maçonnerie : Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

- Murs extérieurs :
 - Brique creuse de 15 cm.
 - L'âme d'air de 5 cm.
 - Brique creuse de 10 cm.
- Murs intérieurs:
 - Brique creuse de 10 cm.

e. Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.

- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher de toiture sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

f. Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

g. Locale d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de va-et-vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

h. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur (60 cm).

i. Les fondations:

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des semelles filantes.

2.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

2.5.1. Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sables, gravillons) et d'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.

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures comme les règles B.A.E.L.91 et R.P.A 99.

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est la suivante:

- 350 Kg de cimentCPA 325
- 400 L de sable..... $dg \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons..... $dg \leq 25 \text{ mm}$

- 175 L d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une Centrale à béton.

2.5.1.1. Résistance mécanique :

a- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à l'âge de 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- pour 28 jours < j < 60 jours $f_{cj} = f_{c28}$
- pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$
- pour notre étude on prend. $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

b- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation: $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (1)

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

2.5.1.2. Déformation et contraintes de calcul :

- Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit:

"Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a- Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

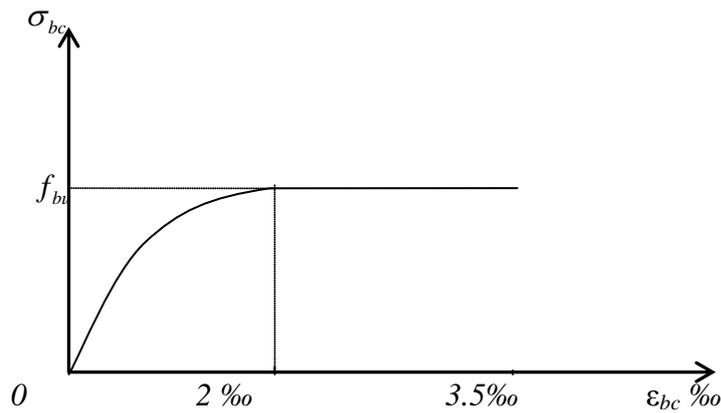


Figure 2.4 : Diagramme déformation-contrainte de béton

- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

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

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

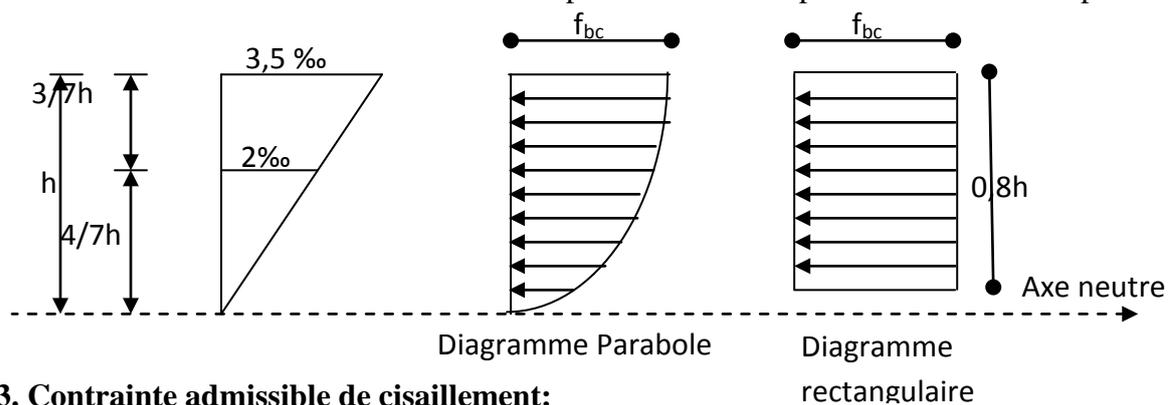
- γ_b : Coefficient de sécurité

Avec :

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

b- Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple



2.5.1.3. Contrainte admissible de cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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

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

Avec : b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

2.5.1.4. Modules de déformation longitudinale du béton:

-Module de déformation instantanée:

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} ; E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa} .$$

- Module de déformation différée:

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} ; E_{i28} = 10818,9\text{Mpa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

2.5.1.5. Coefficient de poisson:

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

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

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

Il est pris égal à : $\nu = 0,2$ pour E.L.S (béton non fissuré)

$\nu = 0,0$ pour E.L.U (béton fissuré)

2.5.2. Les Acier :

Les matériaux acier est un alliage fer + carbone en faible pourcentage ; les aciers pour béton armé sont ceux de:

-Nuance donc pour 0.15 à 0.25% de carbone.

-Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants:

- Acier naturel (feE 215, feE 235)
- Acier à haute adhérence (feE 400, feE 500)
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec Ø = 3,5 mm (T.S.L feE500)

2.5.2.1. Diagramme déformation- contrainte de calcul :

Dans les calculs relatifs aux états limites; on introduit un coefficient de sécurité γ_s .

Qui a les valeurs suivantes: $\gamma_s = 1.15$ cas général.

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude on utilise des aciers Fe E400.

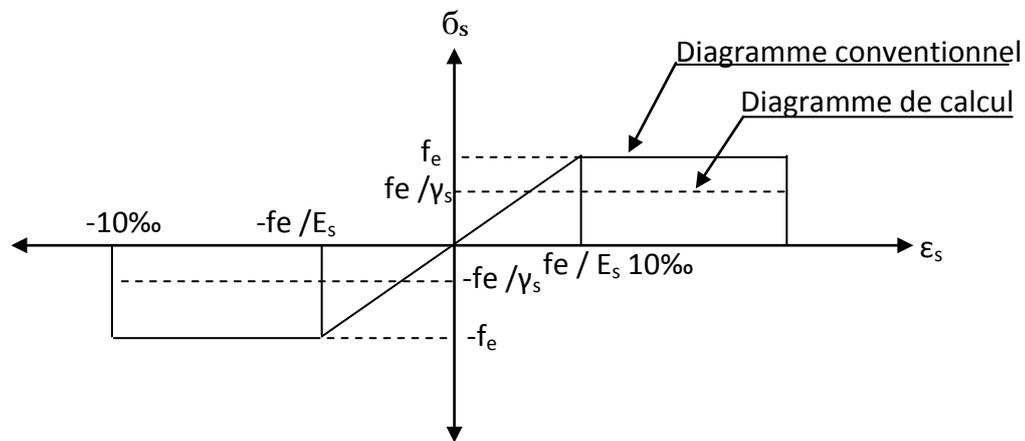


Figure 2.5 : Diagramme de déformations – contraintes de l’acier

2.5.2.2. Contraintes limites de traction des armatures:

Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.

$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \\ \eta = 1,6 \\ \eta = 1,3 \end{array} \right.$
 η : coefficient de fissuration.

-Poids volumique:

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

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

-Acier..... $\gamma_b =78,5 \text{ KN/m}^3$

2.6. Etats limites:

Suivant les règles **B.A.E.L** on distingue deux états de calcul :

-Etats limites ultimes de résistance **E.L.U.R**

-Etats limites de service **E.L.S**

2.6.1. E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes (**R.P.A99**).

On doit par ailleurs vérifier que **E.L.U.R** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

- les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- la résistance du béton à la traction est négligée.

- la raccourcissement du béton est limité à:

$\epsilon_{bc} = 3,5\%$ en flexion composée.

$\epsilon_{bc} = 2\%$ en compression simple.

-l'allongement de l'acier est limité à : $\epsilon_{bc}=10\%$

-les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:

- Le béton en compression.

- L'acier en traction et en compression.

2.6.2. E.L.S:

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

- Les sections droites restent planes

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton

- le béton tendu est néglige

-Les contraintes sont proportionnalités aux déformations.

-Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui béton.

$$\eta = E_s/E_b = 15 \text{ «coefficient d'équivalence»}.$$

2.7. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

•Etat limite ultime :

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

$$1,35G+1,5Q$$

• Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G+Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dues aux séismes

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$*G+Q\pm E$$

$$*G+Q\pm 1,2E$$

$$*0,8G\pm E$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} \text{G: charge permanente} \\ \text{Q: charge d'exploitation} \\ \text{E: effort de séisme} \end{array} \right.$

2.8. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul utilisé dans cette étude sont :

2.8.1. Béton :

* La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

2.8.2. Acier :

- Armatures longitudinales : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Armatures transversales : $f_e = 235 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (pour la dalle de compression) $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

CHAPITRE 03
PREDIMENSIONNEMENT
ET DESCENT DES CHARGES

3.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le BAEL 91 et le RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

3.2. PLANCHER (dalle pleine) :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs. L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- **de résistance à la flexion :**

- 1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis.
- 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

- **d'isolation acoustique :** ≥ 16 cm

- **de rigidité ou limitation de la flèche** $\leq 1/500$.

- **de sécurité vis à vis de l'incendie :** on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de Coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

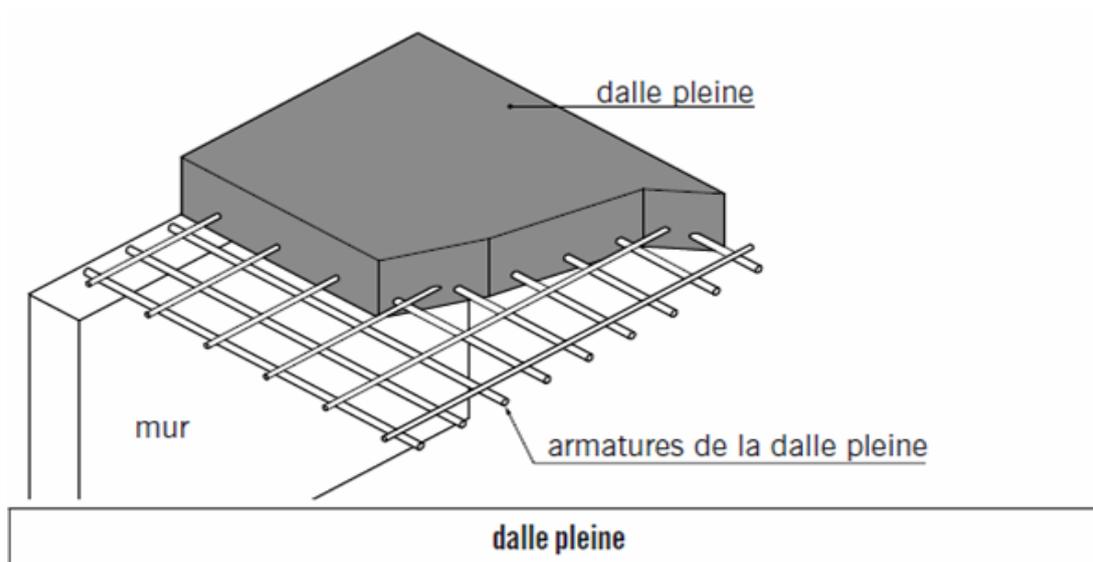


Figure3.1 : plancher dalle pleine

$$\begin{cases} L_x = 6.4 \\ L_y = 6,45 \text{ m} \end{cases}$$

$L_x/L_y = 640/645 = 0.99$ $0.4 < L_x/L_y < 1$, Dalle porteur dans les deux sens

✓ **Condition de la flèche :**

$h \geq L_x/40$ $h \geq 640/40 = 16$ donc on prend **h = 25.**

$L_x = 6,4 \text{ m}$ $L_y = 6.45 \text{ m}$



dalle pleine

3.3. LES VOILES :

Le **RPA 99** considère comme des voiles de contreventement que les voiles satisfaisant la condition suivante : **$L \geq 4a$ et $a \geq h_e/20$**

Avec : L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min = 15cm)

h_e : Hauteur d'étage.

$a \geq 408/20 = 20.4 \text{ cm}$ on prend **a = 25 cm**

$L \geq 4a$ $L \geq 4 * 25 = 100 \text{ cm}$ on prend **L = 200 cm (d'après modélisation SAP2000)**

3.4. LA BANDE NOYEE (Poutre noyée) :



Figure 3.2 : Poutre noyée

La poutre est dite noyée lorsqu'elle est totalement incorporée dans l'épaisseur du plancher,

La poutre noyée permet de reprendre les charges de murs sur un plancher, puisque les charges sont linéaire et suivant la longueur du mur et donc cette poutre

Selon RPA 99 h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

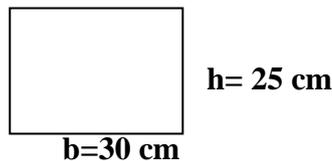
On prend $h = 25 \text{ cm}$

$$0.3 \cdot 25 \leq b \leq 0.7 \cdot 25 \dots\dots\dots 7.5 \leq b \leq 17.5$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \quad \text{CV}$$

$$h \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \quad \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 25/30 = 0.833 \quad \text{CV}$$



la poutre noyée

3.5. DESCENT DES CHARGES :

3.5.1. INTRODUCTION :

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée.

Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les Différents éléments de la Structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

3.5.2. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE :

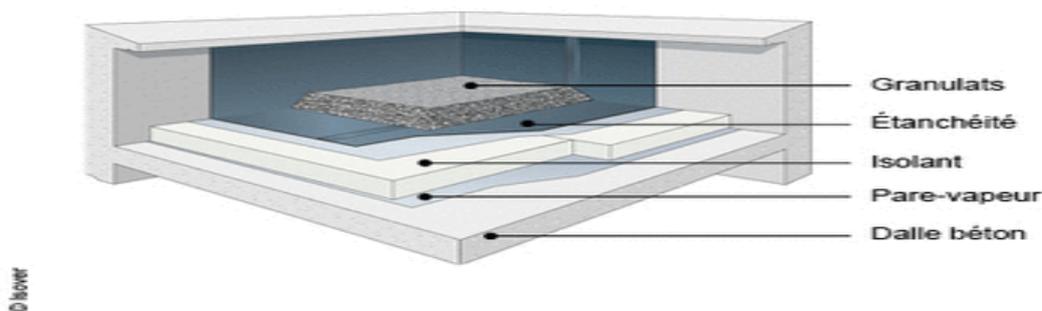


Figure 3.3 : Plancher terrasse inaccessible

Désignation	E (cm)	ρ (kN/M)	G (KN/M ³)
Protection gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.05	22	1.1
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle en BA	0.25	25	6.25
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G (KN/M ³)	8.68		
Q (KN/M ³)	1		

Tableau3.1 : Plancher Terrasse Inaccessible

3.5.3. PLANCHER ETAGE COURANT :

Désignation	E (cm)	ρ (KN/M ³)	G (KN/M ³)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.25	25	6.25
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons intérieur	0.1	10	1
G (KN/M ³)	8.61		
Q (habitation)	1.5		
Q (bureau)	2.5		

Tableau : 3.2 : Plancher étage courant

3.5.4. PLANCHER RDC :

Désignation	E (cm)	ρ (kN/M ³)	G (KN/M ³)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.25	25	6.25
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons intérieur	0.1	10	1
G (KN/M ³)	8.61		
Q (KN/M ³)	5		

Tableau3.3 : Plancher RDC

3.5.5. PLANCHER SOUS-SOL :

Désignation	E (cm)	ρ (kN/M ³)	G (KN/M ³)
Charpe en béton	0.04	18	0.72
Dalle en BA	0.25	25	6.25
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G (KN/M ³)	7.33		
Q (KN/M ³)	2.5		

Tableau3.4:Plancher Sous-sol

3.5.6. PLANCHER BALCON :

Désignation	E (cm)	ρ (kN/M ³)	G (KN/M ³)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.25	25	6.25
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G (KN/M ³)	7,61		
Q (KN/M ³)	3.5		

Tableau 3.5: Balcon

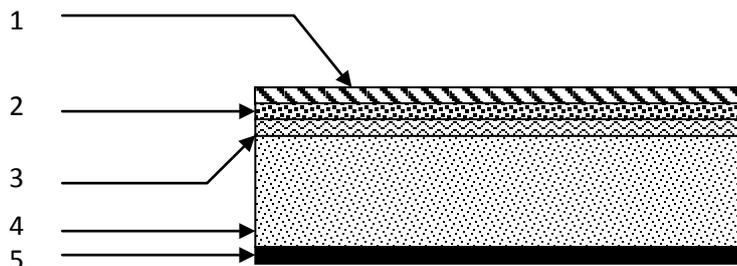


Figure3.4 : Plancher balcon

3.5.7. MUR EXTERIEURE :

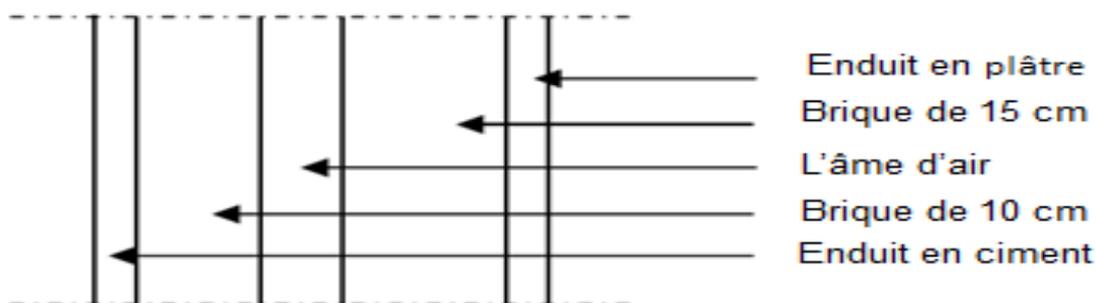


Figure3.5 : Coupe vertical de mur extérieure

Désignation	E (cm)	ρ (kN/M ³)	G (KN/M ³)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuses	0.15	9	1.35
L'âme d'air	0.05	/	
Brique creuses	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(KN/M ³)	2.81		

Tableau 3.6: Murs extérieurs (double parois)

3.5.8. MURE INTERIEUR :

Désignation	E (cm)	ρ (kN/M ³)	G (KN/M ³)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuses	0.1	9	0.9
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G (KN/M ³)	1.46		

Tableau 3.7 : Murs intérieur

3.5.9. Escalier :

3.5.9.1. Volée:

Désignation	Ep (m)	ρ (kN/M ³)	poids KN/m ²
Poids propre de la paillasse $ep \times 25 / \cos \alpha$	0,20	25,00	5,747
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
Carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
Garde –corps	/	/	0,1
Lit de sable	0,02	17,00	0,34
G (KN/M³)	9.257		

Tableau 3.8: Charge de volée.

3.5.9.2Palier:

Désignation	ép. (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier $ép. \times 25$	0,20	25,00	5
Carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable	0,02	17,00	0,34
Enduit de ciment	0,02	0,18	0,36
G (KN/M³)	6.54		

Tableau 3.9: Charge de Palier.

3.6. Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

CHAPITRE 04
LES ELEMENTS NON
STRUCTURAUX

4.1. INTRODUCTION :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participent pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc. ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalierEtc.) .

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- Acrotère
- Escalier
- Balcon
- Ascenseur

4.2. ETUDE D'ACROTÈRE :

4.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale Q provoquant un moment de flexion. Le calcul s'effectue pour une bande de 1mL en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

4.2.2. Calcul des sollicitations :

- **Charge permanente :**

$$G = \gamma_s \times S$$

Avec γ_s : poids volumique du béton

S : surface de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + ((0.1 + 0.07) / 2) \times 0.1$$

$$S = 0.0785 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0765 = 1.9625 \text{ KN/m}$$

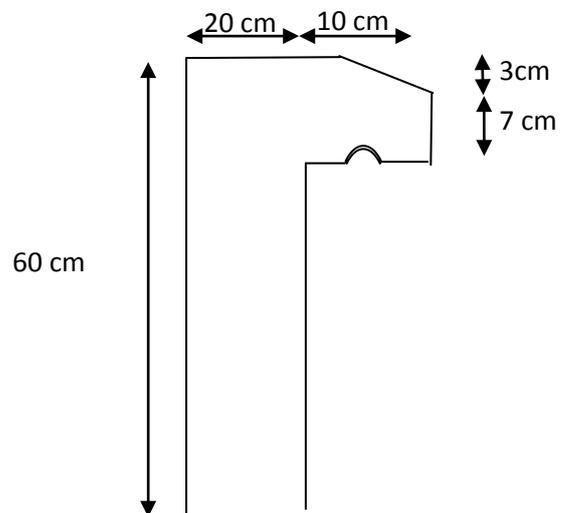
- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 4 A C_p W_p \quad \text{Figure 4.1. schéma statique de l'acrotère}$$

Avec $A = 0.1$ Coefficient d'accélération de la zone

$C_p = 0.8$ Facteur de la force horizontale

$W_p = 1.9125 \text{ KN/ml}$ Poids de l'acrotère



$$Q = 4 \cdot 0.1 \cdot 0.8 \cdot 1.9625 = 0.628 \text{ KN/ml}$$

4.2.3. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

➤ **ELU** : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.9625 = 2.649 \text{ KN}$

$$M_u = 1.5 Q h = 1.5 \times 0.628 \times 0.6 = 0.565 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS** : $N_s = G = 1.9625 \text{ KN}$

$$M_s = Q \times h = 0.628 \times 0.6 = 0.37 \text{ KN.m}$$

4.2.4. Calcul de ferrailage :

➤ **ELU** :

✚ **Détermination de l'excentricité : "e"**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.565}{2.649} = 0.213 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$e > h/6 \Rightarrow$ section partiellement comprimé

✚ **Le moment au centre de gravité :**

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$e_a = e + d - h/2 = 0.213 + 0.09 - (0.1/2) = 0.253 \text{ m}$$

$$M_a = 2.649 \times 0.253 = 0.67 \text{ KN.m}$$

✚ **Vérification des conditions des domaines :**

Domaine 2 :

$$N_u(d - d') - M_a \leq (0.337 - 0.81 \cdot d/d') b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$-0.458 \leq 0.0283 \quad \text{cv}$$

Donc on à dans le domaine 2 \rightarrow section partiellement comprimé avec armatures inférieures tendues.

✚ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.1 = 0.09 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{0.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} = 0.0058 < \mu_R = 0.392 \quad \text{section simple armature}$$

$$A_2 = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.007$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.089$$

$$A_1 = \frac{1}{347.862} \times \left(\frac{0.67}{0.089} - 2.649 \right) \times 10^{-3} = 0.14 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 1.1 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T8 = 2.01 cm²

➤ **ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.37}{1.962} = 0.188 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

✚ **Vérification des contraintes :**

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

e_1 sera défini par l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$e_1^3 + p e_1 - q = 0 \quad e_1 = \sqrt[3]{-p e_1 + q} \quad \dots\dots(1)$$

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) = -0.0569 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 = 0.00528 \text{ m}^3$$

Pour déterminer e_1 on choisie forfaitairement $e_1 = 0.5$, on remplace e_1 dans l'équation (1) et on s'arrête quand e_1 est constante.

après les calculs on a trouvé $e_1 = 0.676 \text{ m}$.

Donc : $x = 0.538 \text{ m}$

$$S = b.x^2/2 + nA_2(x - d') = 0.146 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s.x}{S} = 7.22 \times 10^{-3} \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n.N_s.(d - d')}{S} = 16.12 \times 10^{-3} \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n} f_{t28}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{CV}$$

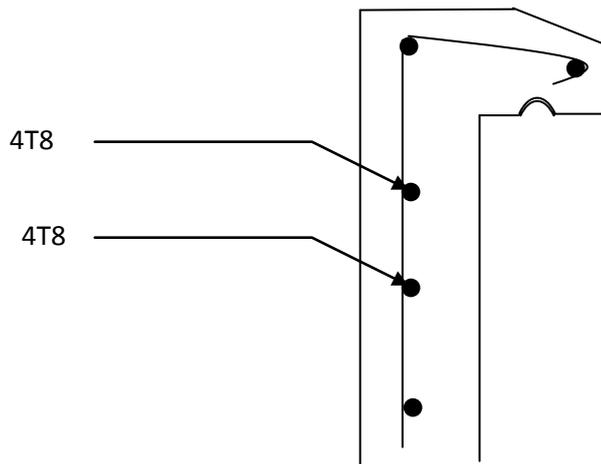


Figure 4.2 : schémas de ferrailage d'acrotère

4.3. BALCON :

4.3.1.INTRODUCTION :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre noyee, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte, fenêtre. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur. L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heures de coup feu

Donc on prend $e = 25cm$

4.3.2. Calcul des sollicitations :

Evaluation des charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 7.61 \text{ KN/m}^2 \text{ Pour 1 ml :} \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 7.61 \text{ KN/m} \\ Q = 3.5 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

• Combinaison :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.523 \text{ KN/m} \\ q_s = G + Q = 11.11 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

4.3.3. Calcul du moment :

On a : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{263} = 0.49 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens

$$\begin{cases} M_t = 0.8 M_o \\ M_a = 0.5 M_o \end{cases}$$

Avec : $M_o = \frac{q_u l_x^2}{8} = 1.94 \text{KN.m}$

$$\begin{cases} M_t = 1.552 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4.3.4. Calcul de ferrailage :

➤ **Elu :**

✚ **En Appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.0013 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0.0016$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.97 \times 10^{-3}}{0.225 \times 347.826} = 0.123 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec A_{min}

Le choix est : 5T12 $\Rightarrow A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$

• **Les armatures de réparation :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✚ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.552 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.0022 < \mu_R \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0.0027$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225$$

$$A_{st} = \frac{1.552 \times 10^{-3}}{0.225 \times 347.826} = 0.198 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec A_{min}

Le choix est : 5T12 $\Rightarrow A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

• **Calcul de position de l'axe neutre :**

$$X = \frac{b \cdot x^2}{2} - n A_{st} (d - x) = 50x^2 - 15 \times 5.65 (22.5 - x) = 50x^2 + 84.75x - 1906.87$$

$$\Delta = 388556.56$$

$$X = 5.38 \text{ cm}$$

• **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

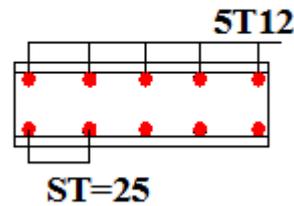


Figure4.3 : Schémas de ferrailage de balcon

- Vérification des contraintes :

Les vérifications des contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

	X (cm)	I (m ⁴)	M _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _{st}	σ̄ _{st}	observation
En appui	5.38	3*10 ⁻⁴	0.69	0.123	15	5.906	201.63	CV
En travée	5.38	3*10 ⁻⁴	1.104	0.197	15	9.45	201.63	CV

Tableau 4.1 : calcul et vérification des contraintes

4.4 ASCENSEUR :

C'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment. 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, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

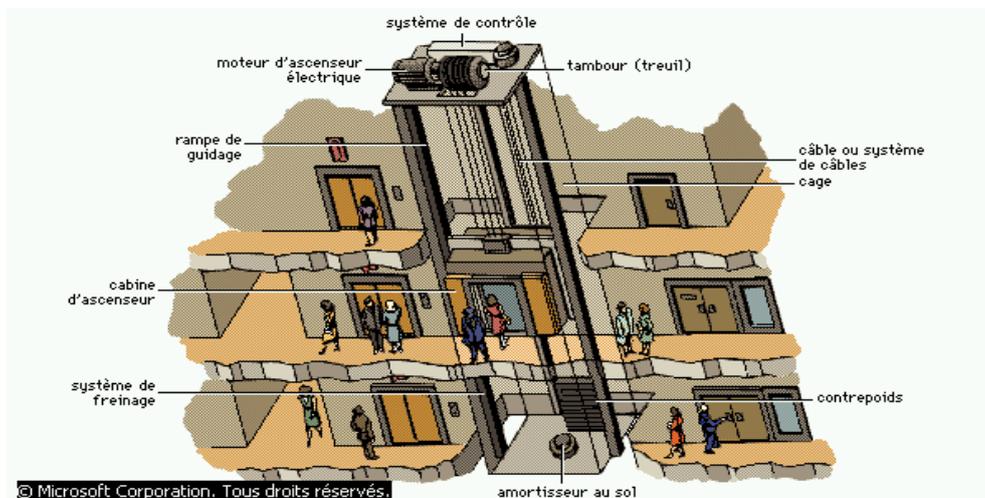


Figure4.4 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment

Dans notre structure on fait l'étude d'un ascenseur pour (07) personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $V = 0,63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43\text{KN}$: Charge due à la rupture des câbles
- $F_c = 50\text{KN}$ Charge due au poids propre l'ascenseur

Ascenseur (1.6*1.6)

$$S_{gain} = (1,60 \times 1,60) \text{ m}^2 = 2.56 \text{ m}^2$$

Le poids de 7 personnes est de 460 Kg

$$P = D_m + P_m + P_{per} = 62.6 \text{ KN}$$

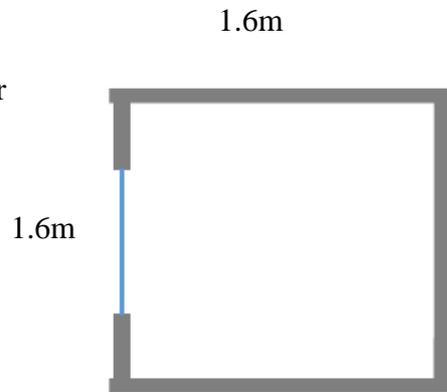


Figure4.5 : Cage d'ascenseur

4.4.1. Dalle de salle machine (locale) :

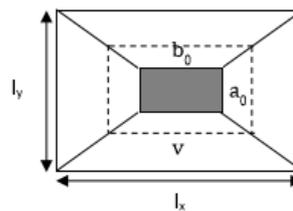
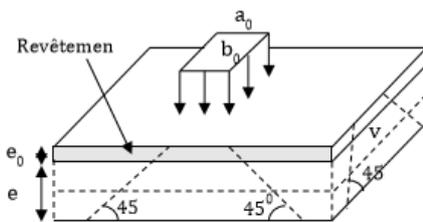


Figure4.6 : schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + e + 2 \xi e_0 \\ V = b_0 + e + 2 \xi e_0 \end{cases}$$

Avec :

- e : épaisseur de la dalle.
- e_0 : épaisseur de revêtement
- ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (revêtement moins résistant ($\xi = 0.75$)).

$$\begin{cases} U = 79.5 \text{ cm} \\ V = 79.5 \text{ cm} \end{cases}$$

4.4.1.1 Calcul à l'ELU :**a-Calcul des moments du système de levage : (Méthode BAEL 91)**

$$\nu = 0$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \nu M_2) P_u \cdot (U \cdot V) \\ M_1^y = (M_2 + \nu M_1) P_u \cdot (U \cdot V) \end{cases}$$

D'après les tableaux de BAEL, on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{160} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{U}{l_x} = \frac{V}{l_y} = 0.94$$

$$\text{Donc : } M_1 = M_2 = 0.094$$

$$P_u = 1.35 P = 84.51 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = M_1 P_u U V = 5.02 \text{ KN.m} \\ M_1^y = M_2 P_u U V = 5.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b-Calcul des moments du au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91)

$$\begin{cases} G = 9.78 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.703 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

On a : $\rho \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{160} = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens .

$$\text{D'après le tableau : } \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_2^x = 1.38 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 1.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c-Les moments agissants sur la dalle :

$$\begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 6.4 \text{ KN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 6.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d- Calcul de ferrailage :

$$\begin{cases} M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 5.44 \text{ KN.m} \\ M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 1.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	μ_u	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Travée	5.44	0.033	0.042	0.106	1.48	1.3	4T8 = 2.01
Appui	1.92	0.012	0.014	0.107	0.51	1.3	4T8 = 2.01

Tableau 4.2 : section d'armatures de la dalle d'ascenseur

e- Vérification de l'espacement :

$$S_{tx} = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty} = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

f- Vérification au poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045 U_c \cdot e \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$U_c = 2(U + V) = 318 \text{ cm}$$

$$P_u = 62.6 \text{ KN} < 282.6 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

g- Vérification de l'effort :

$$T_u = T_v = \frac{P_u}{3U} = 26.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$0.24 < 1.17 \text{ CV}$$

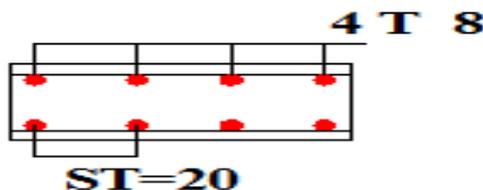


Figure4.7 : Schémas de ferrailage de la dalle au dessus de l'ascenseur

4.4.1.2. Calcul à l'ELS :**a- Calcul des moments du système de levage : $\nu = 0.2$**

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \nu M_2) P_s (U * V) \\ M_1^y = (M_2 + \nu M_1) P_s (U * V) \end{cases}$$

D'après les tableaux de BAEL, on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{160} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{U}{l_x} = \frac{V}{l_y} = 0.94$$

$$\text{Donc : } M_1 = M_2 = 0.094$$

$$P_s = P = 62.6 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = 4.46 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 4.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :(Méthode BAEL 91)

$$\begin{cases} G = 9.78 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 10.78 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{160} = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens.

$$\text{D'après le tableau : } \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_2^x = 1.21 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 1.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c- Les moments agissants sur la dalle :

$$\begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 5.67 \text{ KN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 5.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d- Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = M_t^y = 4.82 \text{ KN.m} \\ M_a^x = M_a^y = 1.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul de position de l'axe neutre :**

$$X = \frac{bx^2}{2} - n A_{st} (d-x) = 50x^2 - 15 \times 2.01 (10.8 - x) = 50x^2 + 30.15 x - 325.62$$

$$\Delta = 66033.0225$$

$$X = 2.27 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 = 1444.303 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

Calcul est vérification des contraintes est regroupé dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	X (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$	Observation
Travée	4.82	2.01	2.27	1444.303	$7.57 \cdot 10^{-4}$	15	$2.67 \cdot 10^{-4}$	201.63	CV
Appui	1.7	2.01	2.27	1444.303	$2.67 \cdot 10^{-4}$	15	$1.51 \cdot 10^{-2}$	201.63	CV

Tableau 4.3 : calcul et vérification des contraintes

4.4.2. Dalle au dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes (160 * 160 et h = 12 cm)

Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 9.78 \text{ KN} / \text{m}^2$

Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = F_c / S_{gain} = 19.53 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$G_{globale} = G_1 + G_2 = 29.31 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G_{globale} = 39.56 \text{ KN/m}^2$$

4.4.2.1. Calcul à l'ELU :**a- Calcul des moments à l'ELU :(Méthode BAEL 91)**

$$P_u = 1.35 G_{globale} = 39.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{160} = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens .

D'après le tableau :
$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 3.72 \text{ KN.m} \\ M_y = 3.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 0.85M_x = 3.16 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_y = 1.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b- Calcul de ferrailage :

✚ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108^2 \times 14.17} = 0.019 < \mu_R \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.024$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.107$$

$$A_{st} = \frac{3.16 \times 10^{-3}}{0.107 \times 347.826} = 0.85 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

En ferraille avec A_{min} .

Le choix est : **3T8** $\Rightarrow A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2$

✚ En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108^2 \times 14.17} = 0.006 < \mu_R \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0.008$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.107$$

$$A_{st} = \frac{1.92 \times 10^{-3}}{0.107 \times 347.826} = 0.28 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min}

Le choix est : 3T8 $\Rightarrow A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2$

c- Vérification de l'espacement :

$$\begin{cases} S_{tx} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

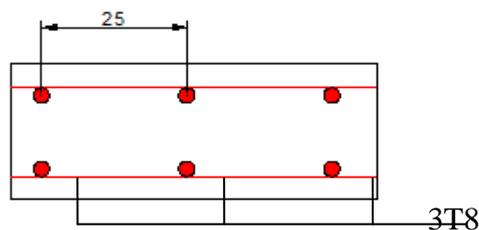


Figure4.8 : Schéma de ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur

4.4.2.2. Calcul à l'ELS :

a- Calcul des moments à l'ELS :(Méthode BAEL 91)

$$P_u = G_{globale} = 29.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{160} = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens .

D'après le tableau : $\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_x = 3.31 \text{ KN.m} \\ M_y = 3.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 0.85 M_x = 3.16 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_y = 1.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b- Vérification à l'ELS :

✚ Calcul de position de l'axe neutre :

$$X = \frac{b \cdot x^2}{2} - n A_{st} (d - x) = 50x^2 - 15 \times 1.51(10.8 - x) = 50x^2 + 22.65x - 244.62$$

$$X = 1.99 \text{ cm}$$

✚ Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 = 2020.69 \text{ cm}^4$$

✚ Vérification des contraintes :

le calcul et la vérification des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A_{choisi} (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
Travée	3.16	1.51	1.99	2020.69	$3.11 \cdot 10^{-4}$	15	$2.06 \cdot 10^{-2}$	201.63	CV
Appui	1.11	1.51	1.99	2020.69	$1.09 \cdot 10^{-4}$	15	$7.25 \cdot 10^{-3}$	201.63	CV

Tableau4.4 : Calcul et vérification des contraintes

c- Vérification de la flèche :

$$\frac{e}{L_x} > \text{Max}\left(\frac{3}{80}, \frac{M_{tx}}{20 M_x}\right) \Rightarrow 0.075 > 0.0424 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0013 \leq 0.005 \quad \text{CV}$$

4.5. ESCALIERS:4.5.1.Introduction:Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

4.5.2Terminologie :Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, "h"est la hauteur d'une marche, le mur qui limite l'escalier s'appelle mur déchiffre.Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume auquel situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite, courbe en

hélicoïdale qu'on appelle le limon la projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

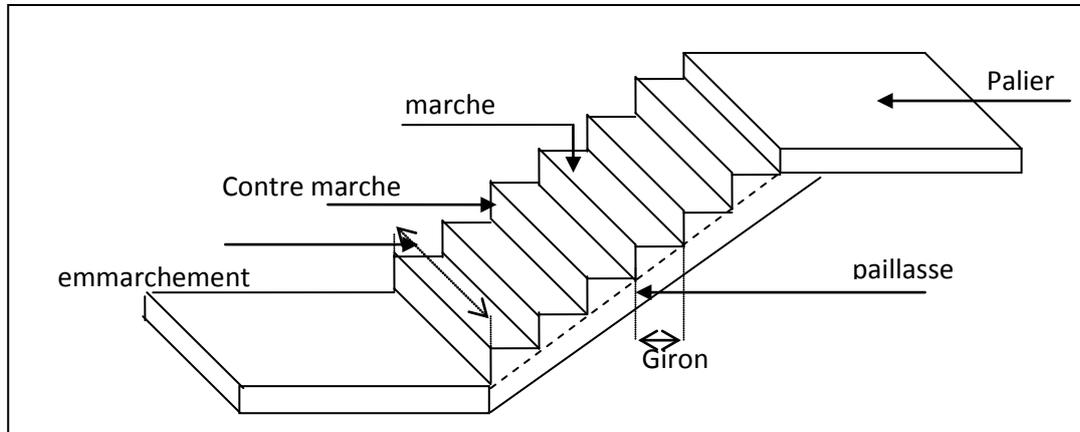


Figure4.9 : Schéma d'escalier

4.5.3. Etude des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marche "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL $59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$(1)

H:hauteur de la marche (contre marche) la plus courante varie de 14à20cm (17cm en moyenne)

g:largeure de la marche, la plus courante varie de 22à33cm (28cm en moyenne)

On prend $2h+g=64\text{cm}$ (généralement)

H:hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n:nombre de contre marches

L:la projection horizontale de la longueur total de la volée $L = (n - 1)g$

n:doit être racine de l'équation suivante:

$$64n^2 - (2H + 64 + L)n + 2H = 0.....(2)$$

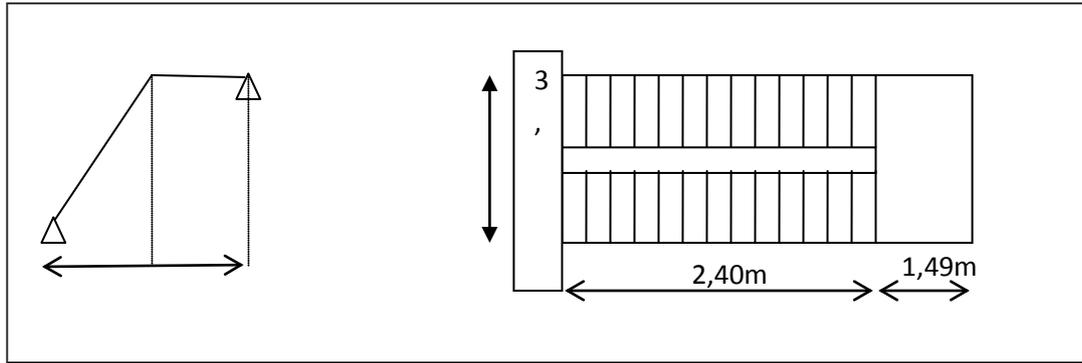


Figure 4.10 : Vue en plan d'un escalier a deux volée

4.5.3.1. Dimensionnement:

✚ Calcul de nombre de marches:

$$H = n \times h \Rightarrow n = H/h \quad \text{Avec } n: \text{nombre de contre marches}$$

H: de mi-hauteur d'un étage

h: hauteur d'une contre marche

H=153cm et on prend h=17cm

$$\text{Donc } n = \frac{153}{17} = 9 \text{ le nombre de marche serait alors } n-1=8 \text{ marches}$$

$$\text{D'autre part } (n-1)g=L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a:

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée donc on a 8 marches avec g=30cm, h=17cm.

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\Rightarrow \cos \alpha = 0,87.$$

✚ **Epaisseur de la paillasse:**

$$\Rightarrow Lt = 240$$

$$12\text{cm} \leq ep \leq 16\text{cm}$$

On prend ép.=20cm.

a) Volée :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{-Poids propre} & G=9,257\text{KN/m}^2 \\ \text{-Surcharge} & Q=2,5\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

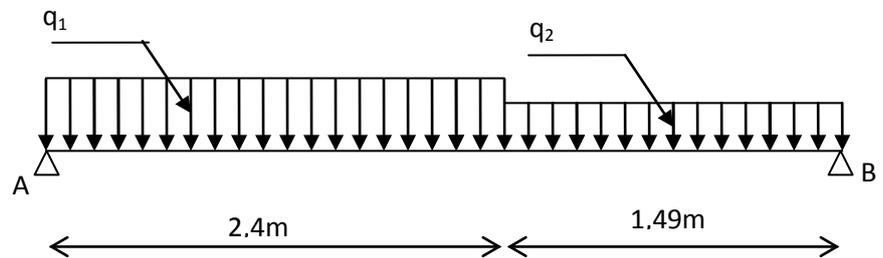
$$q_1=1,35G_1+1,5Q_1=16,247\text{KN/m}^2$$

b) Palier:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{-Poids propre} & G_2=6,54\text{KN/m}^2 \\ \text{-Surcharge} & Q_2=2,5\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$q_2=1,35 G_2+1,5 Q_2=12,579\text{KN/m}^2$$

✚ **Schéma statique**



4.5.3.2. Calcul du moment maximal:

$$R_A+R_B=57,735\text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \cdot 3,89 = 16,247 \cdot \frac{2,4^2}{2} + 12,579 \cdot 1,49 \cdot 3,145$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_B=27,182\text{KN} \\ R_A=30,553\text{KN} \end{array} \right.$$

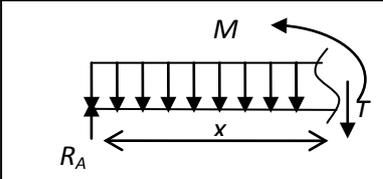
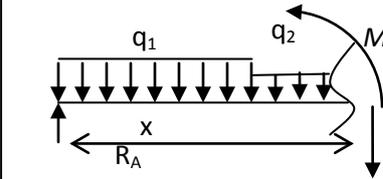
Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2,4$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,88\text{m}$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = R_A$ $X = (2,4) \Rightarrow T(x) = 8,44\text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(x = 1,88) = 28,72\text{KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(2,4) = 26,526\text{KN.m}$
$2,4 \leq x \leq 3,89$		$T(x) = R_A - 2,4q_1 - q_2(x - 2,4)$ $x = 2,4 \Rightarrow T(x) = -8,44\text{KN}$ $x = 3,89 \Rightarrow T = 27,182\text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2,4(x - \frac{2,4}{2}) - q_2 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$ $M(3,89) = 0$

Tableau 4.5 :La valeur du moment fléchissant et l’effort tranchant

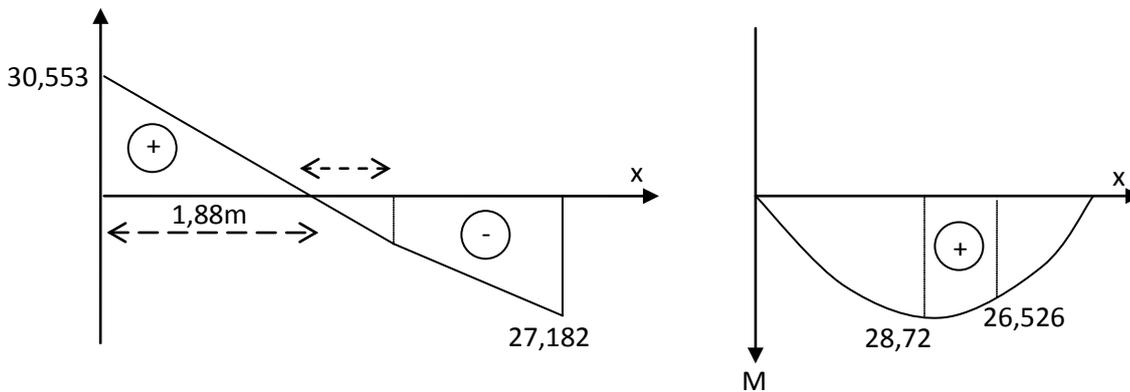


Figure 4.11 : Schéma statique du moment et de l’effort tranchant

Donc :

$$\begin{cases} M_t = 0,9 \times 28,720 \\ M_a = 0,2 \times 28,720 \end{cases} \quad \begin{cases} M_t = 25,848\text{KN.m} \\ M_a = 5,744\text{KN.m} \end{cases}$$

4.5.3.3. Calcul du ferrailage:

Caractéristique	h=20cm	b=100cm	Fe=400	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$		D=0,9.h=18cm		
				Z(cm)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{ad}}(\text{cm})$	$A_r = A_{\text{ad}}/4$	A_r adoptée
/	M(KN.m)	μ	α					
Travée	25,848	0,056	0,0712	17,47	4,25	5T12/ml =5,65cm ² St=20cm	1,41	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm
Appuis	5,744	0,012	0,015	17,89	0,92	4T12/ml =4,52cm ² St=25cm	1,13	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm

Tableau 4.6 : Section d'armature des escaliers

4.5.3.4. Les vérifications:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{\text{min}} = 0,23b.d.f_{t28}/Fe = 2,173\text{cm}^2$	$A = 5,65\text{cm}^2$ $A > A_{\text{min}}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{30,553}{100.18} \times 10 = 0,17\text{Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (30,553 + \frac{5,744.10^2}{0,9.18})$ $A \geq 1,89\text{cm}^2$	$A = 4,52\text{cm}^2$ $A > 1,89\text{cm}^2$ Vérifiée

Tableau 4.7 : les vérifications des escaliers

4.5.3.5. La flèche:

Condition	Vérification	
$h_t/l \geq \frac{1}{16}$	0,051 < 0,0625	non vérifiée
$h_t/l \geq \frac{M}{10M_0}$	0,051 < 0,090	non vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2f_c$	0,0031 < 0,0105	Vérifiée

Tableau 4.8 : Vérification de la flèche

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche

✚ **Centre de gravité de la section:**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + n \cdot A_s} = 10,32 \text{ cm}$$

✚ **Calcul des moments d'inertie:**

$$I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + \frac{b \cdot (h_t - Y_G)^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y_G)^2 + n \cdot A_s' \cdot (h_t - Y_G - c')^2 \quad I_0 = 71870,225 \text{ cm}^4$$

✚ **Calcul des moments, contraintes, coefficients μ , et flèche correspondante:**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 6,77 \text{ cm} \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0,0031 \quad (\text{Pourcentage d'armatures})$$

✚ **Charge prise en compte:**

/	Charge avant mise de revêtement (J)	Charge après mise de revêtement	Charge à l'ELS P=G+Q
Paillasse	J=7,617KN/m ²	g=9,257KN/m ²	P=11,757KN/m ²
Palier	J=5KN/m ²	G=6,54KN/m ²	P=9,04KN/m ²

Tableau 4.9 : Valeur des charges pris en compte

✚ **Calcul des moments, contraintes et flèches correspondantes:**

$Mq = \frac{0,9.ql^2}{8}$		$\sigma_{si} = \frac{Mi}{z.As}$ (Mpa)		$\mu_i = 1 - \left[\frac{1,75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_{si} + f_{t28}} \right]$		$I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda\mu_i}$		$F_i = \frac{Mi.L^2}{10.Ei.I_{fi}}$	
Mj	12,967	σ_{sj}	131,370	μ_j	0,014	I_{fj}	72212,908	F_j	0,0008
Mg	15,759	σ_{sg}	159,656	μ_g	0,099	I_{fg}	47333,150	F_g	0,0015
Mp	20,015	σ_{sp}	202,775	μ_p	0,203	I_{fp}	33296,935	F_p	0,0028
As=5,65cm ²			Z=17,47cm			I_{fy}	62382,425	F_y	0,0035

Tableau 4.10 : La valeur des moments, contrainte et la flèche

I_{fi} :Moment d'inertie après fissuration I_{fv} et f_v : sont calculés comme suit:

$$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{Mg.L^2}{10.Ev.I_{fv}}$$

Donc le cas ou μ est négatif en prend $\mu = 0$

$$\Delta f_t = f_v - f_j + f_p - f_y = 0,004m$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{389}{500} = 0,778cm \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

$$\Delta f_t = 0,4cm < \Delta f_{adm} \dots\dots\dots \text{verifiée}$$

4.5.4. Etude de la poutre palière:La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux).**4.5.4.1. Dimensionnement:**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 16,66 \leq h \leq 25$$

On prend $h=30cm$

$b=25cm$.

• **Vérification des conditions RPA99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25 \geq 20 \dots\dots \text{verifiée} \\ 30 = 30 \dots\dots \text{verifiée} \\ \frac{30}{25} = 1,2 \dots\dots \text{verifiée} \end{array} \right.$$

4.5.4.2. Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 25 \times 2,5 = 2,1 \text{KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,83 \times 2/3 \times 3,06 = 5,773 \text{KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $q = T/L = 9,707 \text{KN/m}$.

On suppose que cette réaction est répartie sur H_e de la poutre.

Alors $p_u = 1,35(2,1 + 5,773) + 9,707 \text{KN/m} = 20,335 \text{KN/m}$

$$M_u = \frac{p_u \cdot l^2}{8} = 19,9288 \text{KN} / \text{m}$$

$M_t = 0,9M_u = 17,9359 \text{KN/m}$

$M_a = 0,2M_u = 3,9857 \text{KN/m}$.

4.5.4.3. Etude du ferrailage:

Caractéristiques	$h=30\text{cm}$	$b=25\text{cm}$	$F_e=400\text{Mpa}$	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	$d=0,9h=27\text{cm}$	
/	$M(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
Travée	17,9359	0,069	0,088	26,00	1,98	4T12 $A=4,52\text{cm}^2$
Appuis	3,9857	0,015	0,019	26,78	0,42	2T12 $A=2,26\text{cm}^2$

Tableau 4.11 : Section d'armature de la poutre palière

Selon le RPA99 $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{cm}^2$

On a $A = 4,52 \text{cm}^2 > 3,75 \text{cm}^2$.

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq 0,23b.d.f_{t28} = 0,81 \text{cm}^2$$

En travée: $4,52 > 0,81 \text{ cm}^2$

En appuis: $2,26 > 0,81 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'espacement S_t :**

$$S_t \leq \min\{0,9d, 40\text{cm}\} = \min\{24, 3,40\}\text{cm}$$

D'après le RPA:

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\{15\text{cm}, 10\varnothing_L\} \Rightarrow S_t = 12\text{cm}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15\varnothing_L = 18\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 12\text{cm}$zone nodale

$S_t = 15\text{cm}$zone courante.

4.5.4.4. Vérification des contraintes :

a-Vérification de la contrainte de compression:

$$Q_{\text{ser}} = G + P = 17,58 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{Ql^2}{8} = 17,228 \text{ KN/m}$$

$$M_{t,\text{ser}} = 15,505 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 3,4456 \text{ KN.m}$$

✓ 1^{er} condition:

$$0,015 \times b \times d > A_s$$

$$0,015 \times 25 \times 27 = 10,125 \text{ cm}^2 > A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ 2^{ème} condition:

$$Y_a = \frac{\varepsilon_b \times d}{\varepsilon_b \times \varepsilon_s} = \frac{1,27}{1 + \frac{10}{3,5}} = 7 \text{ cm}$$

$$\frac{Y_a}{d} = \frac{7}{27} = 0,26 \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t,ser}} = \frac{17,9359}{15,505} = 1,156$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + 0,01f_{c28} = \frac{1,144 - 1}{2} + 0,25 = 0,328$$

On a $\frac{Y_a}{d} = 0,26 < 0,328 \dots$ vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes.

b- Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 28,469$$

$$\tau_u = \frac{28,469 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 0,421 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}\} = 3,25\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,421 < \bar{\tau}_u = 3,25\text{Mpa}$$

Donc on prend des cadres droits

4.5.4.5. Diamètre des armatures minimales:

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_L\right\} = \min\{0,86, 2,5, 12\}$$

On prend $\emptyset_t = 8\text{mm}$ soit 4 $\emptyset 8$ $A_t = 2,01\text{cm}^2$

4.5.4.6. Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}, 0,4\text{MPa}\right\} = \max\{0,210, 0,4\} = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{2,01 \times 400}{25 \times 12} = 2,68\text{MPa} > 0,4\text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

4.5.4.7. Vérification des armatures tendues:

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,385\text{MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

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

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5 \varnothing = 6,6 \text{ cm}$

$$L_2 = d \cdot \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,6 + 6,6) = 16,8 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 16,8}{1,87} = 5,92 \text{ cm}$$

4.5.4.8 Calcul de la flèche:

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$0,12 > 0,0625$	vérifiée
$h_t/L \geq 0,9M_0/10M_0$	$0,12 > 0,09$	Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2f_e$	$0,0067 < 0,0105$	Vérifiée

Tableau 4.12 : La valeur de la flèche

Donc il est inutile de calculer la flèche.

CHAPITRE 05

ETUDE DYNAMIQUE

5.1 INTRODUCTION:

L'objectif de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on utilise un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple (SAP 2000, ROBOT ...) avec modélisation qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

5.2. PRESENTATION DU PROGRAMME SAP2000:

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

5.3. METHODES DE CALCUL :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

5.3.1. Méthode statique équivalente :

5.3.1.1. Principe :

Le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

5.3.1.2. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Selon RPA99 version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales.

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

Avec :

V : effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total du bâtiment.

R : coefficient de comportement global de la structure.

- **Coefficient d'accélération A** : Donné RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Tlemcen \Rightarrow zone 1

Bâtiment à usage de commerce et d'habitation \Rightarrow groupe d'usage 2

A = 0.1

- **Facteur d'amplification dynamique moyen** : En fonction de la catégorie de site, du facteur de Correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_1, T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du RPA 99 version 2003.

Selon le rapport géotechnique notre site est ferme (S2) donc du tableau (4.7) du RPA 99 version 2003 :

$T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.4$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau (4.2) du RPA 99 version 2003

Pour notre cas on a des portiques en béton armé dense $\Rightarrow \xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.763$$

T : la période fondamentale de la structure.

$$T = \min \begin{cases} C_T h_n^{3/4} \\ 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

h_n : hauteur du bâtiment à partir de la base.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement donné par le tableau (4.6) du RPA99 V 2003 $\Rightarrow C_T = 0.05$

D : dimension du bâtiment

Suivant X : $D_x = 24.7$ m

$$T_x = \min \left(C_T h_n^{3/4}, 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right) = \min (0.62, 0.52)$$

$$T_x = 0.53$$

On a $T \leq T_2 \leq 3.0$ s

$$D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \eta \left(\frac{0.4}{0.53} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1.439$$

Suivant Y : $D_y = 26.15 \text{ m}$

$$T_y = \min \left(CT h_n^{3/4}, 0.09 * \frac{hn}{\sqrt{D}} \right) = \min (0.62 , 0.50)$$

$$T_y = 0.50$$

On a $T \leq T_2 \leq 3.0 \text{ s}$

$$D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T^2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \eta \left(\frac{0.4}{0.50} \right)^{2/3}$$

$$D_y = 1.526$$

$$T = \max (T_x, T_y) = 0.53$$

- **Facteur de qualité Q:** Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_{.q}$: Pénalité à retenir tous dépend d'observation ou non du critère « q » selon RPA 99 version 2003.

Critère	Observation	P_{qx}	Observation	P_{qy}
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Oui	0.00	Oui	0.00
Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des Matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité l'exécution	Non	0.05	Non	0.05

Tableau 5.1 : valeur de la pénalité P_q

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.2 = 1.2$$

Justification du choix des critères :

✓ Régularité en plan :

a. La structure a une forme compactée et le rapport :

$$\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} < 4 \quad \Rightarrow \frac{24.7}{26.15} = 0.94 < 4 \quad \dots\dots \quad \text{CV}$$

b. L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement {la direction de l'action sismique considérée.

$$X_t = 12.07 > 0.15 \dots\dots \text{CNV}$$

$$Y_t = 9.13 > 0.15 \dots\dots \text{CNV}$$

Donc le critère est non observé : $P_q = 0.05$

✓ Régularité en élévation :

a. La masse des différents niveaux restent constants ou diminue progressivement et sans chargement brusque de la base aux sommets du bâtiment on prend la masse du 6 et 7 étage.

$$\frac{496.93}{594.04} = 0.83 > 0.15 \dots\dots \text{CNV}$$

b. La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% \Rightarrow C.N.V

Donc le critère est non observé : $P_q = 0.05$

✓ Contrôle de la qualité des Matériaux :

Les matériaux utilisés pour réaliser notre structure sont fournis par des commerçants donc il y'a un risque pour que les matériaux ne respectent pas les critères de sécurité.

Donc le critère est non observé : $P_q = 0.05$

✓ Contrôle de la qualité l'exécution :

Cette mission ne comprend pas une supervision des essais effectués sur les matériaux. Donc le critère est non observé : $P_q = 0.05$

- **Coefficient de comportement R** : Donné par RPA 99 version 2003 en fonction du système de contreventement de la structure

Pour notre structure on choisit le système voile uniquement et une hauteur totale de la structure $h=28.56$ m donc $R=3.5$

- **Poids de la structure W** : selon RPA 99 V 2003 le poids totale de la structure est :

$$W_T = \sum W_i$$

W_i : est donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids de la charge permanente

W_{Qi} : Poids de la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération $\Rightarrow \beta = 0.2$ (selon RPA 99 V 2003)

5.3.2. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :

5.3.2.1. Principe :

On cherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

5.3.2.2. Position des voiles :

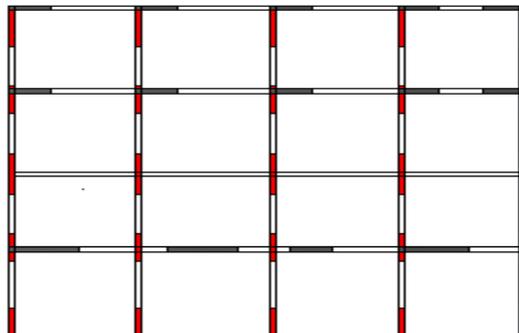


Figure5.1 : Position des voiles

Outputcase	steptype	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,677871	0,56462	0,00441
MODAL	Mode	2	0.462524	0,57353	0,66086
MODAL	Mode	3	0.39431	0,67672	0,66813
MODAL	Mode	4	0.220498	0,67704	0,66883
MODAL	Mode	5	0.193796	0,79949	0,67015
MODAL	Mode	6	0.158099	0,79971	0,67021
MODAL	Mode	7	0.147629	0,83218	0,85159
MODAL	Mode	8	0.141239	0,92018	0,90159

Tableau5.2 : période et masse

D'après les résultats trouvé on constate que :

$$T_{emp} = 0.53 \text{ s} \quad T_{dyn} = 0.67 \text{ s}$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que : $1.3T_{emp} > T_{dyn} \Rightarrow 0.689 > 0.67 \Rightarrow CV$

- Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (yy')
- Et le 3^{ème} mode de torsions

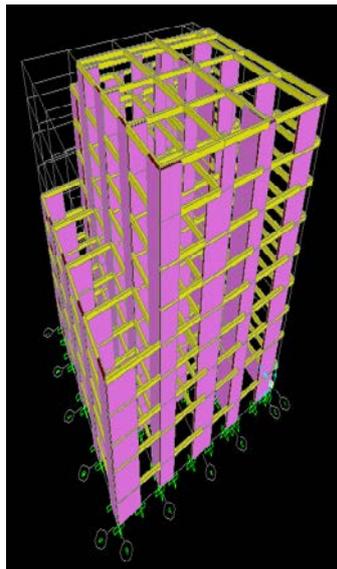


Figure 5.2 : la structure modélisée en SAP 2000

5.3.2.3. Poids de la structure :

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}
Poids (T)	854.74	830.16	792.71	808.34	786.93	614.42	610.03	594.04	496.93

Tableau5.3 : valeurs de poids de chaque niveau de la structure.

$$W_T = 6388.3 \text{ T}$$

Donc l'effort tranchant statique à la base est :

$$V_x = \frac{A D_x Q}{R} W = \frac{0.1 * 1.812 * 1.2}{3.5} * 6388.3 = 321.44 \text{ T}$$

$$V_y = \frac{A D_y Q}{R} W = \frac{0.1 * 1.612 * 1.2}{3.5} * 6388.3 = 329.87$$

5.3.2.4. Evaluation des excentricités :

- **Centre de masse :**

$$\begin{cases} X_m = \frac{\sum w_i * x_i}{w_i} \\ Y_m = \frac{\sum w_i * y_i}{w_i} \end{cases}$$

D'après logiciel SAP2000 les centres de masse sont comme suit :

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
X_i	12.56	12.75	12.41	12.25	12.24	12.21	12.21	12.03	10.32
Y_i	13.45	14.29	14.53	13.87	13.56	10.75	10.72	10.63	10.08

Tableau 5.4 : Centre de masse pour chaque niveau

- **Centre de torsion :**

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{xi} * x_i}{x_i} \\ Y_t = \frac{\sum I_{yi} * y_i}{y_i} \end{cases}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OX).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OY).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- **Pour les voiles :**

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{L \cdot e^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{e \cdot L^3}{12} \end{cases}$$

Les résultats de centre de torsion du différent niveau de la structure sont :

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
X_t	12.35	12.35	12.35	12.15	12.13	12.07	12.07	11.71	8.29
Y_t	13.08	12.07	12.07	12.07	12.07	9.13	9.13	9.13	10.45

Tableau 5.5 : Centre de torsion de chaque niveau

➤ selon RPA99V2003 en a deux type d'excentricité pour analyser :

- **L'excentricité théorique :**

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

Avec :

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
E_{xt}	0.21	0.4	0.06	0.1	0.11	0.14	0.14	0.32	2.03
E_{yt}	0.37	2.22	2.46	1.8	1.49	1.62	1.59	1.5	0.05

Tableau 5.6 : La valeur de l'excentricité théorique de chaque niveau

- L'excentricité accidentelle :

$$\begin{cases} E_{xa} = \max(5\% * L_{xmax}; E_{xt}) \\ E_{ya} = \max(5\% * L_{ymax}; E_{yt}) \end{cases}$$

Avec :

$$L_x = 24.7 \text{ m} \quad L_y = 26.15 \text{ m}$$

Les résultats de l'excentricité accidentelle des différents niveaux de la structure :

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
E_{xa}	1.235	1.235	1.235	1.235	1.235	1.235	1.235	1.235	2.03
E_{ya}	1.307	2.22	2.46	1.8	1.49	1.62	1.59	1.5	1.307

Tableau 5.7 : La valeur de l'excentricité accidentelle de chaque niveau

5.3.2.5. Spectre de réponse de calcul :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements max d'une structure. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant donné par RPA 99 version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/8} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur = 10m/s^2

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure.

$T_1 ; T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité

5.3.2.6. Représentation graphique du spectre :

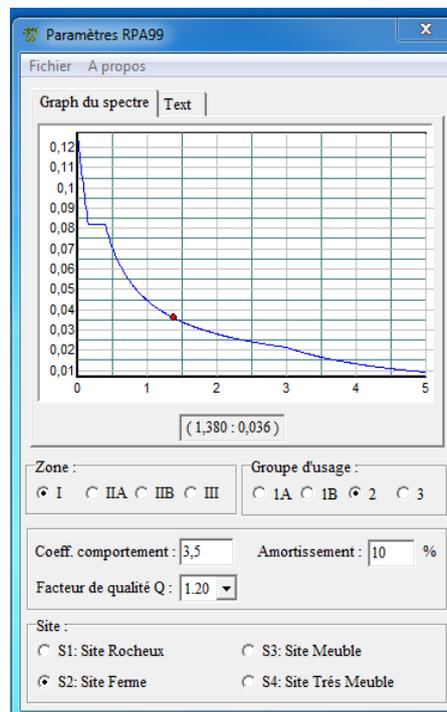


Figure5.3 : la courbe de spectre de réponse $R=3.5$

5.3.2.7. Calcul de la force sismique selon la hauteur :

$$V = F_t + \sum_1^N F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

$$F_t = 0 \quad \Rightarrow T < 0.7s$$

F_i : la force distribué sur la hauteur de la structure

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^N W_j h_j}$$

Les résultats des forces sismiques selon la hauteur à la base du différent niveau sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
F_x	8.83	20.02	27.32	36.22	43.39	40.23	46.25	51.18	47.95
F_y	9.06	20.55	28.03	37.16	44.53	41.29	47.46	52.52	49.21

Tableau 5.8 : Les valeurs des forces selon la hauteur de chaque niveau

5.3.2.8. Vérification des résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon RPA99V2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode d'analyse modales spectrale doit être 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les résultats obtenus sont présenté dans le tableau suivant après l'analyse :

Statique		Dynamique	
V_x	V_y	V_x	V_y
321.44	329.87	321.39	329.81

Tableau 5.9 : Les valeurs des efforts statique et dynamique à la base

$$V_{\text{dynamique}} > 0.8 * V_{\text{statique}}$$

$$0.8 (V_x + V_y)_{\text{statique}} = 521.04 \text{ T}$$

$$(V_x + V_y)_{\text{dynamique}} = 651.2 \text{ T}$$

651.2 > 521.04 **CV**

5.3.2.9. Vérification des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 0.1 de la hauteur de l'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta_{ek} * R$$

Avec :

δ_k : Déplacement relatif au niveau **k** par rapport au niveau **k - 1**

R : coefficient de comportement = 3.5

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : Δ_k : Déplacement admissible.

Niveau	$\delta_{ek1}(m)$	$\delta_{ek2}(m)$	$\delta_{k1}(m)$	$\delta_{k2}(m)$	$\Delta_{k1}(m)$	$\Delta_{k2}(m)$
7 ^{ème} étage	0.000532	0.000756	0.00186	0.00264	0.00186	0.00264
6 ^{ème} étage	0.001404	0.000858	0.00491	0.003	0.00305	0.00036
5 ^{ème} étage	0.000523	0.000749	0.00183	0.00262	0.00308	0.00038
4 ^{ème} étage	0.000647	0.000653	0.00226	0.00228	0.00043	0.00034
3 ^{ème} étage	0.000377	0.000517	0.00131	0.00180	0.00095	0.00048
2 ^{ème} étage	0.000265	0.000366	0.00092	0.00128	0.00039	0.00052
1 ^{er} étage	0.000165	0.000234	0.00057	0.000819	0.00035	0.00046
RDC	0.000037	0.0000131	0.00012	0.000045	0.00045	0.00077
Sous sol	0.0000037	0.0000032	0.000012	0.000011	0.00011	0.000034

Tableau 5.10 : La valeur des déplacements

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{h_k \times V_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau **k**.

h_k : hauteur de l'étage **k**.

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau k-1.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (m)	Δ_{kl} (m)	V_k (T)	W (T)	P_k (T)	θ_k (m)
7 ^{ème} étage	3.06	0.00186	9.06	496.93	496.93	0.03
6 ^{ème} étage	3.06	0.00305	29.6	594.04	1090.97	0.03
5 ^{ème} étage	3.06	0.00308	57.63	610.03	1701	0.02
4 ^{ème} étage	3.06	0.00043	94.79	614.42	2315.42	0.003
3 ^{ème} étage	3.06	0.00095	139.32	786.93	3102.35	0.006
2 ^{ème} étage	3.06	0.00039	180.61	808.34	3910.69	0.002
1 ^{er} étage	3.06	0.00035	228.07	792.71	4703.4	0.002
RDC	4.08	0.00045	280.59	830.16	5533.56	0.002
Sous-sol	3.06	0.00011	329.87	854.74	6388.27	0.001

Tableau 5.11 : vérification de l'effet P- Δ

$\theta_k < 0.1 \Rightarrow$ l'effet P- Δ peut être négligé.

5.3.2. 10. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_s}{M_r} > 1.5 \\ M_r = \sum F_i \times h_i \\ M_s = \sum W_i \times X_i \end{array} \right.$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant provoqué par les charges verticales.

W_i : Poids de l'étage « i ».

X_i : Coordonnée du centre de masse de l'étage « i ».

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

F_i : Force sismique du niveau i.

h_i : Hauteur du niveau i.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	W_i	X_i	$W_i * X_i$	F_i	h_i	$F_i * h_i$
Sous sol	854.74	12.56	10735.53	8.83	3.06	27.02
RDC	830.16	12.75	10584.54	20.02	7.14	142.94
1 ^{er} étage	792.71	12.41	9591.79	27.32	10.2	278.66
2 ^{ème} étage	808.34	12.25	9902.16	36.22	13.26	480.27
3 ^{ème} étage	786.93	12.24	9632.02	43.39	16.32	708.12
4 ^{ème} étage	614.42	12.21	7502.06	40.23	19.38	779.65
5 ^{ème} étage	610.03	12.21	7448.46	46.25	22.44	1037.85
6 ^{ème} étage	594.04	12.03	7146.3	51.18	25.5	1305.09
7 ^{ème} étage	496.93	10.32	5128.31	47.95	28.56	1369.45
Somme	6388.3		69031.17			6129.05

Tableau 5.12 : La valeur de M_s et M_r suivant x

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{69031.17}{6129.05} = 11.26 > 1.5 \quad \text{CV}$$

Niveau	W_i	Y_i	$W_i * Y_i$	F_i	h_i	$F_i * h_i$
Sous-sol	854.74	13.45	11496.25	9.06	3.06	27.72
RDC	830.16	14.29	11862.98	20.55	7.14	146.72
1 ^{er} étage	792.71	14.53	11518.07	28.03	10.2	285.9
2 ^{ème} étage	808.34	13.87	11211.67	37.16	13.26	492.74
3 ^{ème} étage	786.93	13.56	10670.77	44.53	16.32	726.72
4 ^{ème} étage	614.42	10.75	6605.02	41.29	19.38	800.2
5 ^{ème} étage	610.03	10.72	6539.52	47.46	22.44	1065
6 ^{ème} étage	594.04	10.63	6314.64	52.52	25.5	1339.26
7 ^{ème} étage	496.93	10.08	5009.05	49.21	28.56	1405.43
Somme	6388.3		81227.97			6289.69

Tableau 5.13 : La Valeur de M_s et M_r suivant y

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{81227.97}{6289.69} = 12.91 > 1.5 \quad \text{CV}$$

5.4. CONCLUSION :

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique.

CHAPITRE 06
ETUDE DES
ELEMENTS STRUCTURAUX

6.1 INTRODUCTION :

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel SAP2000, nous entament dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93,

BAEL91, RPA99V2003. SAP2000 permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- ✚ Les poutres noyées seront calculées en flexion simple.
- ✚ Les voiles seront calculées en flexion composée.
- ✚ Les planchers seront calculés en flexion simple

6.2 LES PLANCHERS :

6.2.1 Introduction :

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus

- Répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus ,Il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments

Les planchers en béton armé peuvent être entièrement coulés sur place (d'où nécessité de coffrage)

Ils peuvent être semi-préfabriqués (les éléments préfabriqués vont servir de coffrage)

Ils peuvent être entièrement préfabriqués.

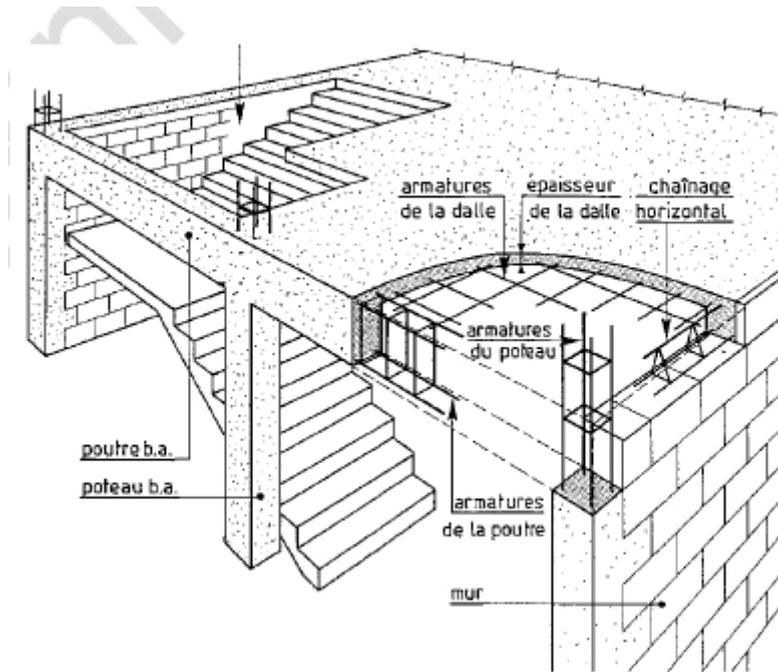


Figure6.1 : Plancher en béton arme (dalles)

6.2.2 Etude des planchers dalle plein :

$\rho = \frac{610}{610} = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens

6.1m



6.1m

D'après le tableau :

ELU : $\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \text{ELS} : \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

la dalle pleine

6.2.2.1 Evaluation des charges :

$\begin{cases} G = 7.33 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

6.2.2.2 Combinaison d'action :

$\begin{cases} q_u = (1.35G + 1.5Q) * 1 \text{ ml} \\ q_s = (G + Q) * 1 \text{ ml} \end{cases}$

$$\begin{cases} q_u = 13.65 \text{ KN/m} \\ q_s = 9.83 \text{ KN/m} \end{cases}$$

6.2.2.3 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

- **ELU :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0368 \times 13.65 \times 6.1^2 = 18.691 \text{ KN.m} \\ M_y = 1 \times 18.691 = 18.691 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **ELS**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0441 \times 9.83 \times 6.1^2 = 16.131 \text{ KN.m} \\ M_y = 1 \times 16.131 = 16.131 \text{ KN.m} \end{cases}$$

6.2.2.3 Les moments totaux appliqués sur la dalle :

- **Pour M_x**

✚ **ELU : $M_x = 18.691 \text{ KN.M}$**

$$\begin{cases} M_t = 0.8 M_x = 14.952 \text{ KN.m} \\ M_g = 0.3 M_x = 5.688 \text{ KN.m} \\ M_d = 0.5 M_x = 9.345 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$$

$$14.952 + \frac{5.668 + 9.345}{2} = 22.468 \text{ KN.m} < 1.25 * 18.691 = 23.363 \text{ KN.m} \quad \text{CNV}$$

⇒ On augmente $M_t = 0.85 * M_x = 15.887 \text{ KN.m}$

$$15.887 + \frac{5.668 + 9.345}{2} = 23.396 \text{ KN.M} \geq 1.25 * 18.691 = 23.363 \text{ KN.m} \quad \text{CV}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ ELS : } M_x = 16.131 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.8 M_x = 12.904 \text{ KN.m} \\ M_g = 0.3 M_x = 4.839 \text{ KN.m} \\ M_d = 0.5 M_x = 8.065 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$$

$$12.904 + \frac{4.839 + 8.065}{2} = 19.356 \text{ KN.m} < 1.25 * 16.131 = 20.163 \text{ KN.m} \quad \text{CNV}$$

⇒ On augmente $M_t = 0.85 * M_x = 13.711 \text{ KN.m}$

$$13.711 + \frac{4.839 + 8.065}{2} = 20.163 \text{ KN.M} \geq 1.25 * 16.131 = 20.163 \text{ KN.M} \quad \text{CV}$$

RMQ : le même calcul pour le M_y (ELU, ELS) parce que $M_x = M_y$

	M_x	M_y	M_a	M_t
ELU	18.691	18.691	9.345	15.887
ELS	16.131	16.131	8.065	13.711

Tableau 6.1 : La valeur des moments du Sous-sol

6.2.2.4 Calcule des ferrillages :

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15.887 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.0221 < \mu_R \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu u}) = 0.027$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.223$$

$$A_{st} = \frac{15.887 \times 10^{-3}}{0.223 \times 347.826} = 2.04 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2.716 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 5T12 $\Rightarrow A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$

➤ **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9.345 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225 \times 14.17} = 0.0130 < \mu_R \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} \quad A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu u}) = 0.027$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.223$$

$$A_{st} = \frac{9.345 \times 10^{-3}}{0.223 \times 347.826} = 1.204 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2.716 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min}

Le choix est : 5T12 $\Rightarrow A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$

- **Vérification a l'ELS :**

$$X = \frac{bx^2}{2} - n A_{st} (d-x) = 50x^2 - 15 \times 5.65 (0.225 - x) = 50x^2 + 67.8x - 1525.5$$

$$X = 4.887 \text{ cm}$$

- ✓ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 = 24923.26 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Vérification des contraintes :**

Le calcul et vérification des contraintes sont résumé dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A _{choisi} (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
Travée	13.711	5.65	4.88	24923.2 6	2.68	15	145.34	201.63	CV
Appui	8.065	5.65	4.88	24923.2 6	1.58	15	85.49	201.63	CV

Tableau 6.2 : Calcul et vérification des contraintes

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_{tx} = 20 \text{ cm} \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty} = 20 \text{ cm} \leq \min (4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

	A _{st} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Le choix (cm ² /ml)	Ar (cm ² /ml)	Ar choisi (cm ² /ml)	St
Travée	2.04	2.716	5T12= 5.65	1.13	5.65	20
Appui	1.204	2.715	5T12= 5.65	1.13	5.65	20

Tableau 6.3 : Section d'armature du Sous-sol

6.3 Les moments totaux appliqués sur Les dalles des différents étages:

Les résultats des moments appliqués sur la dalle des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	ELU			ELS		
	M_x	M_t	M_a	M_x	M_t	M_a
RDC	26.187	20.95	13.102	22.337	17.87	11.17
1^{er} étage	21.051	17.892	10.525	18.231	15.496	9.115
(2,3,4,5,6) étage	19.002	15.20	9.50	16.6	13.28	8.3
terrasse	20.133	16.106	10.067	17.69	14.52	8.845

Tableau 6.4 : La valeur des moments de chaque niveau

6.3.1 Calcule des ferrillages :

Les résultats de chaque niveau sont regroupés dans le tableau suivant :

	A_{st} (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Le choix		Ar (cm ² /ml)	St
			Travée	appuis		
RDC	1.7	2.7	7T12= 7.87	7T12= 7.87	1.945	15
1^{er} étage	2.317	2.7	5T12=5.65	5T12=5.65	1.13	20
(2,3,4,5,6) étage	1.2	2.7	5T12=5.65	5T12=5.65	1.13	20
terrasse	1.29	2.7	5T12=5.65	5T12=5.65	1.13	20

Tableau 6.5 : La valeur de ferrillage de chaque niveau de la structure

6.3.2 Vérification des contraintes :

Le calcul et vérification des contraintes sont résumé dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A _{choisi} (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
RDC	Travée	7.87	5.02	26315.5 5	3.95	15	164.35	201.63	CV
	Appuis	7.87	5.02	26315.5 5	2.05	15	87.263	201.63	CV
(1 ^{er} , 2,3,4,5, 6) étage	Travée1 3.711	5.65	4.88	24923.2 6	2.68	15	145.34	201.63	CV
	Appui8. 065	5.65	4.88	24923.2 6	1.58	15	85.49	201.63	CV
terrasse	Travée	5.65	4.88	24923.2 6	2.68	15	145.34	201.63	CV
	Appuis	5.65	4.88	24923.2 6	1.58	15	85.49	201.63	CV

Tableau 6.6 : Calcul et vérification des contraintes

6.3. Les voile :

6.3.1. Introduction :

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcul comme le poteau en flexion composée.

Les avantages importants des voiles de contreventement par apport aux portiques sont :

- La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales permettant de réduire considérablement les dommages sismiques.
- Les structures contreventées par des voiles ont de faibles déplacements

6.3.2. Combinaison des charges :

En fonction du type des sollicitations, on distingue les combinaisons suivantes :

Combinaison fondamentale : (selon BAEL 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Combinaison accidentelle : (selon RPA 99 version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

6.3.3. Détermination des sollicitations :

Les voiles seront calculés à la flexion composée sous l'efforts normal et un moment de flexion tirés à partir des fichiers résultats du SAP 2000 .

Type	L (m)	e (m)	Combinaison	N_{\max}	M_{\max}
Voile 1 _x	2	0.25	$G + Q + E_y$	-281.18	100.46
			$G + Q + E_x$	-255.76	92.84
			$0.8G + E_y$	-202.72	75.74
			$0.8G + E_x$	-224.36	63.25
			ELU	-381.28	123.30
			ELS	-279.29	90.41
Voile 2 _y	2	0.25	$G + Q + E_y$	-70.12	3.95
			$G + Q + E_x$	-60.97	5.63
			$0.8G + E_y$	-51.71	0.57
			$0.8G + E_x$	-42.56	0.91
			ELU	-80.69	5.3

			ELS	-58.85	-6.65
--	--	--	-----	--------	-------

Tableau 6.7 : sollicitation des voiles

6.3.4 : Etude du voile :

On prend comme exemple le voile 1

Combinaison : G + Q + E_y

➤ Ferrailage vertical :

$$N = -281.18 \text{ KN}$$

$$M = 100.46 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

$$V = \frac{L}{2} = 1 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \mathbf{0.133 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-218.18}{(0.25 \cdot 2)} + \frac{100.46 \cdot 1}{0.133}$$

$$\sigma_t = \mathbf{192.97 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-218.18}{(0.25 \cdot 2)} + \frac{100.46 \cdot 1}{0.133}$$

$$\sigma_c = \mathbf{-1317.69 \text{ KN/m}^2}$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L_1} = \frac{t}{L_T}$$

$$L_T = \frac{\sigma_t \cdot L_1}{\sigma_c}$$

$$L_1 = L - L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_t(L-L_1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c + \sigma_t) * L_T = \sigma_t * L$$

$$L_T = \frac{\sigma_t * L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{192.97 * 2}{(192.97 + 1317.69)}$$

$$L_T = \mathbf{0.255 \text{ m}}$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{S} \Rightarrow F_t = \sigma_t * S$$

$$S = \frac{b * L_T}{2} = \mathbf{0.03 \text{ m}}$$

$$F_t = \sigma_t * S = 192.97 * 0.03$$

$$F_t = \mathbf{5.78 \text{ KN}}$$

$$A = \frac{F_t}{f_e} = (5.78 * 10^{-3}) / 400$$

$$A = 1.44 * 10^{-5} \text{ m}^2 = \mathbf{0.144 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 0.15\% * b * h = 0.15\% * 0.25 * 100 = \mathbf{3.75 \text{ cm}^2}$$

➤ **Diamètre :**

$$D \geq \frac{a}{10} = \frac{25}{10} = 2.5 \text{ cm}$$

On prend : **D = 12 mm**

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$\text{Selon BAEL 91 : } S_t \leq \min(2a, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(50, 33)$$

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

$$\text{Selon RPA 99 V 2003 : } S_t \leq \min(1.5a, 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(37.5, 30)$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Donc on prend un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après RPA 99 v 2003 Pour la zone nodale de longueur $l=L/10=30 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la zone courante :

$$S_t' = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

Le choix : 4T12 = 4.52 cm²

➤ **Ferraillage horizontale :**

D'après RPA 99 version 2003 :

Si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.15\% b*a$

Si $\tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.25\% b*a$

$$\tau_b = \frac{V}{b*d} \quad \text{avec : } V = 1.4 V_{\max}$$

V_{\max} : l'effort tranchant maximum $V_{\max} = 37.03 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{1.4*37.03*10^{-3}}{(0.25*0.9*2)}$$

$\tau_b = 0.103 \text{ MPa} < 0.025f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

$A_t \geq 0.15\% b*a$

$A_t \geq 0.15\% *100*25$

$A_t \geq 3.75 \text{ cm}^2$

On prend un diamètre : $D = 12 \text{ mm}$

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

Le choix : 4T12 = 4.52 cm²

➤ **Longueur de recouvrement:**

Du RPA 99 v 2003 les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

40Ø pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signes des efforts est possible.

20Ø pour les barres situées dans la zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

➤ **Cadrage :**

D'après le DTR-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égale à 12 mm, un cadrage est à prévoir à raison d'une densité de 4/m,²on prend 4Ø6 .

➤ **Armature de peau :**

$$A_c = 0.2\%b*L = 0.2\%*25*100 = 10 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des voiles est regroupé dans le tableau suivant :

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal		Cadre
	A _{choisie}	S _t	A _{choisie}	S _t	
Voile 1	4.52	20	4.52	20	Ø6
Voile 2	4.52	20	4.52	20	Ø6

Tableau 6.8 : Ferrailage des voiles

6.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b*d}$$

$$V = 1.4 * V_{\max}$$

Type	Combinaison	V_{\max}	τ_b		Observation
Voile 1 _x	0.8G + E	34.76	0.09	5	Cv
	G + Q + E	37.03	0.1	5	Cv
	ELU	56.7	0.15	5	Cv
Voile 2 _y	0.8G + E	5.41	0.016	5	Cv
	G + Q + E	6.07	0.018	5	Cv
	ELU	4.27	0.013	5	Cv

Tableau 6.9 : Vérification des contraintes de cisaillement

6.3.6. Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc*fc28} \leq 0.3$$

Pour les voiles 1_x : $N_{\max} = 381.28$ KN

$$V = \frac{381.28 * 10^{-3}}{0.25 * 25} = 0.06 < 0.3 \quad \text{CV}$$

Pour les voiles 2_y : $N_{\max} = 80.69$ KN

$$V = \frac{80.69 * 10^{-3}}{0.25 * 25} = 0.13 < 0.3 \quad \text{CV}$$

6.3.7. Poinçonnement :

$$Q_u = N_1 - N_2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 425.63 \\ N_2 = 293.31 \end{array} \right.$$

$$Q_u = 425.63 - 293.31$$

$$Q_u = 132.32$$

$$\mu_c = [(h_0 + h) + (e + h)] * 2$$

$$\mu_c = (h_0 + 2h + e) * 2$$

$$\mu_c = (2 + 2 * 0.25 + 0.25) * 2 = 5.5 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0.045 * 5.5 * 0.25 * \frac{25 * 10^3}{1.5} = 1031.25$$

$$Q_u = 132.32 \leq 1031.25 \quad \text{CV}$$

Pas de risque de poinçonnement

6.4. Poutre Noyée :

6.4.1. Introduction :

Les poutres noyées sont des coutres incorporées dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

6.4.2. Les moments de la poutre:

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis SAP2000 :

$$\begin{cases} M_t = 1.21 \text{ KN.m} \\ M_a = 9.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

6.4.3. Calcul de ferrailage :

✓ **Ferrailage longitudinal :**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} & h = 25 \text{ cm} \\ d = 0.9 * h = 22.5 \text{ cm} & d' = 0.1 * h = 2.5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.21 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.005 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.006$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.224$$

$$A_{st} = \frac{1.21 \times 10^{-3}}{0.224 \times 347.826} = 0.15 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 2.7 \text{ cm}^2$$

Le choix : 5T12 = 5.65 cm²

➤ **En Appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.06 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.042$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.053$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.22$$

$$A_{st} = \frac{9.06 \times 10^{-3}}{0.225 \times 347.826} = 1.18 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \cdot 0.3 \cdot 0.225 \cdot 2.1 / 400 = 0.82 \text{ cm}^2$$

Le choix : 5T12 = 5.65 cm²

➤ **Pourcentage minimale :**

$$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 3.75 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage choisi est : **en appui : 5T12**

En travée : 5T12**✓ Ferrailage transversal :****• Vérification de la contrainte tangente :**

Selon RPA99V2003, la contrainte tangente d'une poutre dans le cas des armatures transversales droites doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Avec :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{16.95 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.225} = 0.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.25 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

✓ Diamètre des armatures transversal :

Selon BAEL 91 :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin}\right) = \min(8.75, 25, 80) = 0.87 \text{ cm}$$

On prend :

$$\phi_t = 10 \text{ mm}$$

✓ Détermination d'espacement :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale} \Rightarrow S_t = \min(h/4, 12\phi_{lmin}, 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante} \Rightarrow S_t' = h/2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

6.5. Voile périphérique :

6.5.1. Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 19,4 \text{ KN/m}^3$

- φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 22,17^\circ$

- K_a : coefficient de poussée des terres

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,452$$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \delta) = 0,452$$

6.5.2. Le Dimensionnement :

D'après le **R.P.A.99**; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on à : $e = 25\text{cm}$.

6.5.2.1. Calcul des charges :

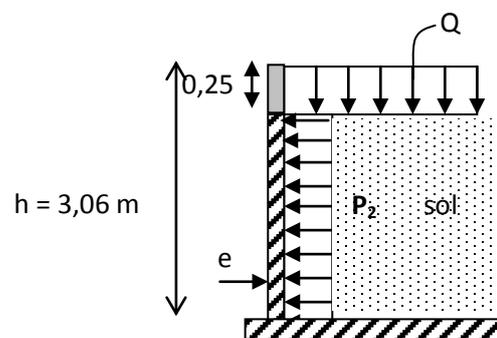
a- Poussée des terres :

$$P_1 = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

Avec :

P_1 : Poussé des terres

γ : Poids spécifique des terres



h : Hauteur du voile

$$P_1 = 0.452 * 19.4 * 3.06^2 / 2 = 41.053 \text{ KN/ml} = 4.105 \text{ t/ml}$$

b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K_a' \cdot \varphi \cdot h = 0.452 * 19.4 * 3.06 = 26.83 \text{ KN/ml} = 2.683 \text{ t/ml}$$

C - La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 4.105 + 1,5 \times 2.683 = 9.525 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 95.25 \text{ KN/ml.}$$

6.5.2.2. Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3.06 - 0,25 = 2.81 \text{ m.}$$

$$L_y = 6.21 - 0,3 = 5.8 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.81}{5.8} = 0.48 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle portent en deux sens}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

Avec : $\vartheta = 0$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0994 * 95.25 * 2.81 = 26.6 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.2500 * 26.6 = 6.65 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 * M_x = 19.95 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 * M_y = 4.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ **Sens x :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.027 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.034$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.223$$

$$A_{st} = \frac{19.95 \times 10^{-3}}{0.223 \times 347.826} = 2.5 \text{ cm}^2$$

✚ **Sens y :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.006 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.077$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.218$$

$$A_{st} = \frac{4.98 \times 10^{-3}}{0.218 \times 347.826} = 0.65 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

D'après **R.P.A.99**

$$A_{x \min} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

D'après **B.A.E.L.91 :**

$$A_{\min} = A_{y\min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{choisi}} = \max (2.52, 2.5, 2.5) = 2.52 \text{ cm}^2$$

On prend : **5T10 = 3,93cm²** avec un espacement **S_t = 20cm**

Sens y :

D'après **R.P.A.99 :**

$$A_{y \min} = 0,10\% . b . h = (0,1 \times 100 \times 5) / 100 = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{mL}.$$

D'après **B.A.E.L.91**.

$$A_{y \min} = 8 . e = 8 . 0,25 = 2 \text{ cm}^2 / \text{mL}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{choisi}} = \max(A_{y\text{RPA}} , A_{y\text{BAEL}} , A_{\text{calculé}}) = 2.5 \text{ cm}^2$$

On prend : **5T10 = 3,93cm²** avec un espacement : **S_t = 20cm.**

6.5.2.3.les vérifications :

a- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q . \frac{l_x}{2} . \frac{1}{1 + \frac{a}{2}} = 107.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b . d} = 4.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ MPa}$$

la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 4.105 + 2.683 = 6.78 \text{ t} = 67.8 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \vartheta = 0.2 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.1026 \\ \mu_y = 0.3491 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x . q . L_x = 19.54 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y . M_x = 6.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 14.65 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 5.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

 **Sens x :**

$$M_{ser} = 14.65 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.93 \cdot 100}{100 \cdot 22.5} = 0.174$$

$$K = 43.82 \quad \beta = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta .d.A} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{n}f_{t28}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{0.018}{0.915} = 0.019$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

 **Sens y :**

$$M_{ser} = 5.12 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.93 \cdot 100}{100 \cdot 22.5} = 0.174$$

$$K = 43.82 \quad \beta = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta .d.A} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{n}f_{t28}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{0.65}{0.915} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

CHAPITRE 07
ETUDE
DE L'INFRASTRUCTURE

7.1. INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type et l'importance de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- La facilité de réalisation.

7.2. DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS :

- ✚ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- ✚ Semi profondes (les puits)
- ✚ Profondes (les pieux)
- ✚ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

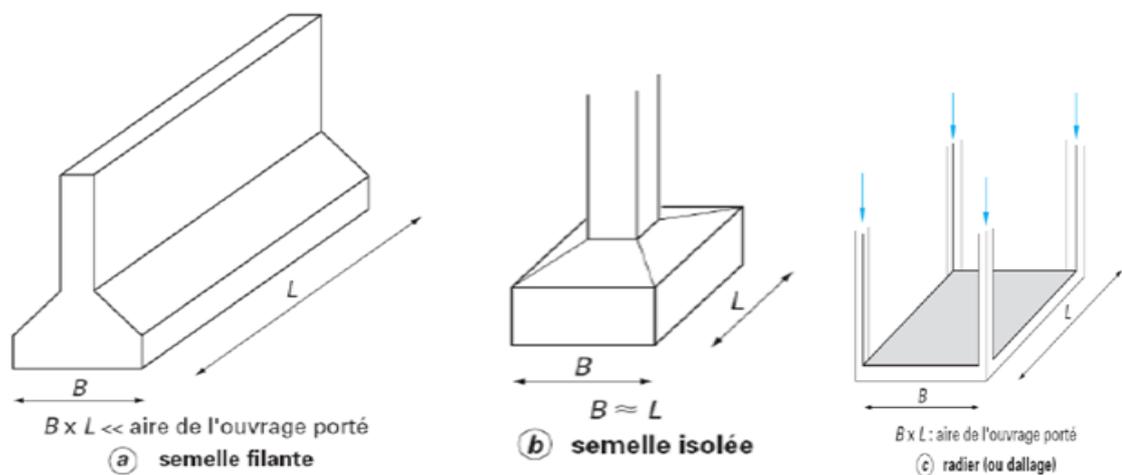


Figure 7.1 : Types des fondations

Avec une contrainte admissible du sol d'assise égal à 3bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tell que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{s_s}{s_b} \leq 50 \%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{s_s} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad s_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

Avec : $N = N_G + N_Q$

N: Effort normal dû aux charges verticales.

On a : $N = 49639.5 \text{ KN}$

$$\left[\begin{array}{l} s_s = \frac{49\,639.5}{300} \leq 165.465 \text{ m}^2 \\ s_b = 645.91 \end{array} \right.$$

- **vérification:**

$$\frac{s_s}{s_b} \leq \frac{165.465}{645.91} = 0.26 \leq 0.5 \quad \text{CV}$$

Donc on adopte des semelles filantes.

7.3 .Qu'est-ce que c'est qu'une semelle filante :

La semelle filante est une fondation superficielle, composée de béton uniquement (pour les habitations en général) ou de béton armé (pour les plus gros bâtiments).

La semelle filante est une semelle continue rectiligne portant un mur ou une rangée de piliers. Son rôle est de répartir les charges qui lui sont appliquées sur une plus grande surface que ne le ferait le mur qu'elle soutient, afin de ne pas s'enfoncer dans le sol.

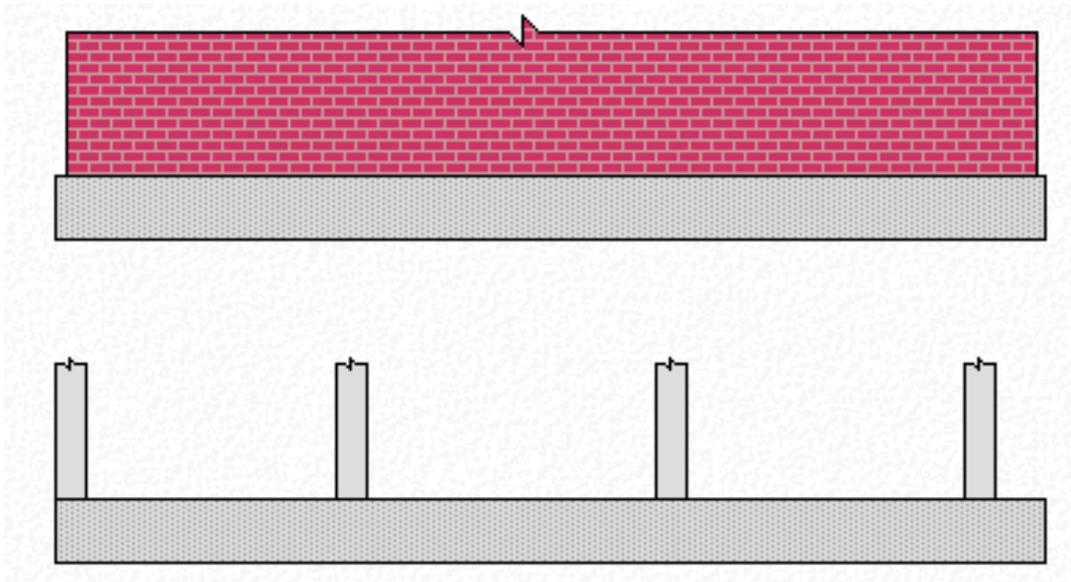


Figure7.2 : semelle filant sous poteaux et sous mur

- Calcul de la largeur de la semelle à l'ELS :

Voile	ELU		ELS
	Effort normal(KN)	Moment (KN. m)	Effort normal (KN)
1	600.99	1.85	402.25
2	1080.42	4.52	896.19

Tableau7.1 : moments et effort tranchant du voile

$$N_t = \sum N_i = 1298.44 \text{ KN.}$$

$$B \geq N_t / \bar{\sigma}_s L = 1298.44 / 300 * 7.9 = 0.547 \text{ m.}$$

$$B \geq 0.547 \text{ m, on prend : } \mathbf{B = 1 \text{ m}}$$

- Condition minimale :

Une semelle est dite continue si **B** est très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $L/B > 5$ $9.65 / 1.5 = 6.43 > 5$ **CV**

- Calcul de la hauteur de la semelle

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5$$

$$d \geq (1-0.25)/4 \quad d = 0.187$$

$$h = 0.25 + 5 = 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Donc } h = 0.3$$

- ✓ Condition de non poinçonnement à l'ELU:

On propose : $h = 0,3 \text{ m.}$

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28}/\gamma_b.$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : hauteur de la semelle filante.

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(0.3+0.4+2(0,3)) = 2.6 \text{ m.}$$

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28}/\gamma_b = 0,045 (2.6) (0,30) (25)(1000)/1,5 = 585 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 479.43 \text{ KN} < 585 \text{ KN} \text{ CV}$$

Donc on prend : $h = 0,30 \text{ m}$.

7.4. FERRAILLAGE DE LA NAPPE :

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

- **Vérification les conditions d'application la méthode de BIELLE :**

Combe	e (m)	a/6	B/6	ht	(B-a)/4	e ≤ a/6	e ≤ B/6	ht ≥ (B-a)/4
ELU	0.003	0.05	0.166	0.30	0.029	CV	CV	CV

Tableau 7.2 : les conditions d'application de la méthode de BIELLE

$$A = \frac{N*(B-b)}{8*d*\sigma_{st}}$$

$$B = \frac{N*(A-a)}{8*d*\sigma_{st}}$$

N = effort amené par l'ouvrage sur la semelle

B = largeur de la semelle

a = largeur du mur

d = hauteur de la semelle moins l'enrobage

F_e = Limite élastique de l'acier

γ_s = Coefficient (prendre 1.15)

	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)
$A_s// A$	10.65	12.32 8T14
$A_s// B$	9.58	12.32 8T14

Tableau7.3 : ferrailage de semelle

➤ **Calcul des efforts interne :**

Les résultats des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

Zone	Moment max
Appuis	472.56
Travée	256.83

Tableau 7.4 : les moments max

Zone	Mu	As	Amin	A Choisi	Ferr
Appuis	472.56	16.55	18	18.85	6T20
Travée	256.83	9.023	18	18.85	6T20

Tableau7. : ferrailage

7.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente :

$$\tau_u = V_u \max / bd = 500 \times 10 / 0.35 \times 0.9 = 1.58 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{lim} = \min (0.15 f_c / \gamma_b); 4 \text{ MPa} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.58 \text{ MPa} \leq \tau_{lim} = 2.50 \text{ MPa} \quad \mathbf{CV}$$

- **Armatures transversale :**

$$\phi_t = \min (h/35; b_0 / 10; \phi_1)$$

ϕ_1 : représentant le diamètre minimal de l'armature tendue du premier lit

$$\phi_t \leq \min (90/35; 30/10; 1.4 \text{ cm}) = 1.4 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par des cadres de T10

- **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

$$\mathbf{Zone nodale:} St \leq \min (h/4; 12\Phi) = \min (90/4; 12 \times 1.4; 30) = 16.8 \text{ cm}$$

On adopte St = 10 cm

$$\mathbf{Zone courante:} S't \leq h/2 = 45 \text{ cm, on adopte S't = 15 cm}$$

7.6. ETUDE DES LONGRINES :

Les longrines ont pour rôle :

- ✓ Chainer les semelles entre elles.
- ✓ Rigidifier l'infrastructure.
- ✓ -Empêcher le déplacement des semelles le unes rapport aux autres.

Selon le R.P.A 99v2003 les longrines doivent avoir les dimensions minimales suivantes (25x30) cm² pour les terrains de consistance moyenne.

Dans notre cas on optera pour les longrines de section (30x30) cm².

Les longrines doivent être calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

à : $Q = N_{\max} / \alpha \geq 20 \text{ KN}$

Avec :

N_{\max} : égale à la valeur maximale des charges verticales.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

Dans notre cas $\alpha = 15$

$N_{\max} = 1080.42 \text{ KN}$

$Q = 1080.42 / 15$

$Q = 72,028 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$

$A = Q / \sigma_s = 72.028 * 10^3 / 347.83 = 2.071 \text{ cm}^2$

On outre :

Le (R.P.A99v2003) préconise une section minimale d'armatures de l'ordre

$0,6\% b.h = 0,006 * 30 * 30 = 5.40 \text{ cm}^2$ on adopte 6T12 = 6.78cm².

- **Condition de non fragilité**

La section minimale :

$$A_{st \min} \geq b * h * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 4.725 \quad \text{CV}$$

- **Les armatures transversales**

En traction les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce donc on adopte un cadres un étrier en 4 $\Phi 8$ ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

- l'espacement entre les armatures transversales est :
 $St \leq \min (20\text{cm} ; 15 \Phi) = \min (20\text{cm} ; 18\text{cm})$.
On adopte un espacement $St = 15\text{cm}$ a tous les longueurs

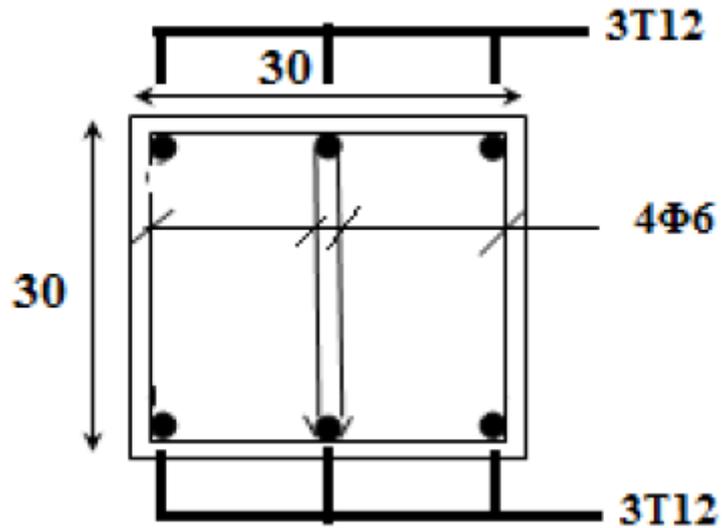


Figure : 7.3 ferrailage de la longrine

CHAPITRE 08
ETUDE
MANAGERIALE

8.1 INTRODUCTION :

Face aux immenses besoins de la population en matière de logement, et face à la situation économique nationale ; l'Algérie ne pourra pas continuer à produire l'espace avec les anciennes méthodes.

Actuellement l'Algérie vit un changement radical, où le logement est inscrit pour la première fois au premier rang des priorités de l'état. A cet effet, les pouvoirs publics mettent en place des moyens exceptionnels, ce sont les nouveaux moyens « législatif, institutionnels et financiers ».

La nouvelle politique appliquée aujourd'hui, vise un objectif essentiel celui de :

- Loger le maximum de la population.
- Atténuer la tension autour de la demande.

Le logement, plus qu'une crise en Algérie, est une problématique, une équation à plusieurs inconnues qui demeurent insolubles, pour cela l'état à créer plusieurs types de logement tel que

- **LPP** : Logement Promotionnel Public
- **LPA** : Logement Promotionnel
- **AADEL** : Agence nationale de l'Amélioration et du Développement du Logement
- **LSP** : logement social participatif

Actuellement en Algérie il y'a énormément de construction de bâtiment, mais nous remarquons également beaucoup de retards et des surcoûts très importants. Afin de résoudre cette problématique nous pensons qu'il est temps d'intégrer dans nos études, l'aspect management de projet afin d'atteindre les objectifs de nos projets (contenu technique, coût, délai)

L'Algérie est devenue un grand chantier, on distingue plusieurs entreprises spécialisées dans la construction des bâtiments soit locale ou bien étrangères on cite (OPGI, ENPI, HAMDOUN, GAMA PRO, SARL INTR PRO, ISKEN TURKI, CSEC).

Notre objectif dans ce chapitre est de compléter notre étude technique par une étude managériale afin de calculer le coût et le délai de notre projet.

8.2 PRESENTATION DU PROJET :

a. PROJET :

1. DEFINITION :

Un projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées, comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques, incluant des contraintes de délais, de coûts et de ressources.[1]

Quand on doit choisir la manière d'aborder un projet, il existe 3 notions fondamentales qu'il faut connaître et évaluer : **le contenu technique, le coût et le délai.**

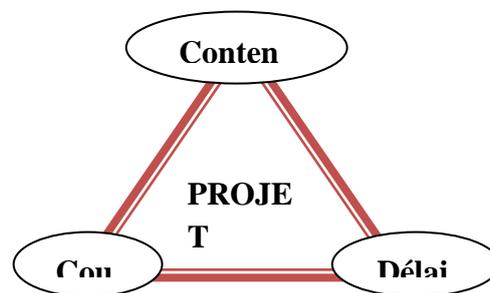


Figure8.1 : les caractéristiques du projet

2. CYCLE DE VIE DE PROJET :

Le cycle de vie d'un projet est l'intervalle de temps entre la naissance d'une idée ou l'expression d'un besoin, ensuite la conception et le planning suivent par la phase de l'exécution de l'ouvrage, la clôture et l'occupation du projet. [2]

Avant de se lancer dans la réalisation de n'importe quel ouvrage il est nécessaire de déterminer les objectifs, les besoins, et la faisabilité des opérations, cette phase formalise la décision de commencer le projet.

Le cycle de vie de notre projet est comme suite :

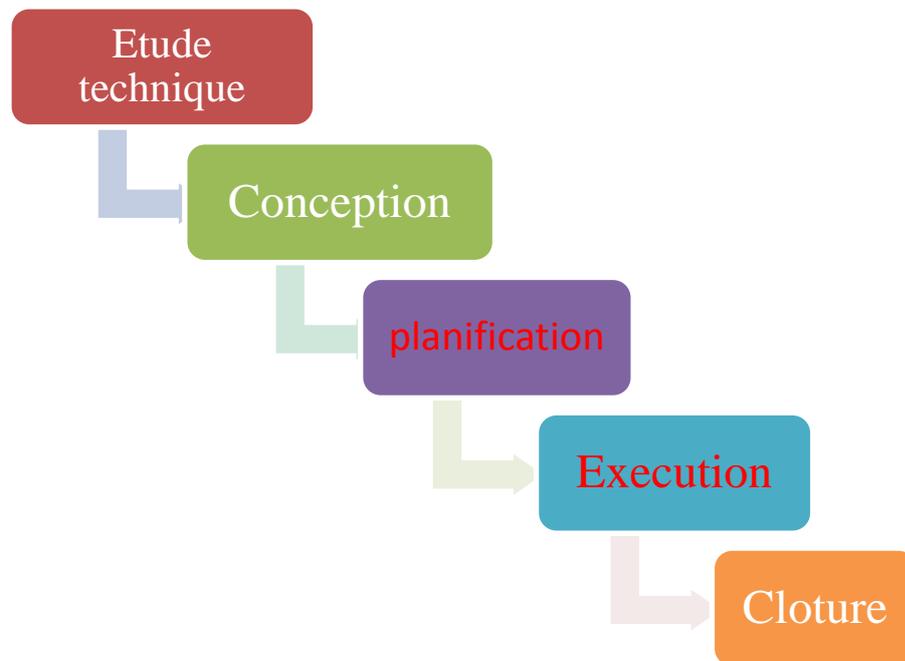


Figure8.2 : cycle de vie de projet

Dans ce travail de PFE, nous nous intéresserons à la phase étude, conception et planification.

8.3 LES DEFERENTES INTERVENANTS DANS NOTRE PROJET :

La construction est un projet réparti entre plusieurs intervenants :

- ✓ **Maitre d'ouvrage** (client) : **SARL INTER PROMO** (Besoin + financement) C'est lui qui fait le choix de processus de réalisation et conclut les contrats qui y'ont pour Objet les études et l'exécution des travaux.
- ✓ **Maitre d'œuvre** : **BUREAU D'ETUDES** (Conception + suivi) responsable de la conception et de l'exécution
- ✓ **L'entreprise** : **INTER ENTREPRISE** (Réalisation) elle doit Exécuter les travaux conformément au contrat conclus sous la direction exclusive du maitre d'œuvre
- ✓ **Le contrôle technique** : **CTC / L.A.E**
Le contrôle technique de la construction vise à prévenir les aléas techniques susceptibles de se produire dans les projets de construction notamment et pouvant entraîner des sinistres
- ✓ **Société Nationale d'Assurance** : **S.A.A**

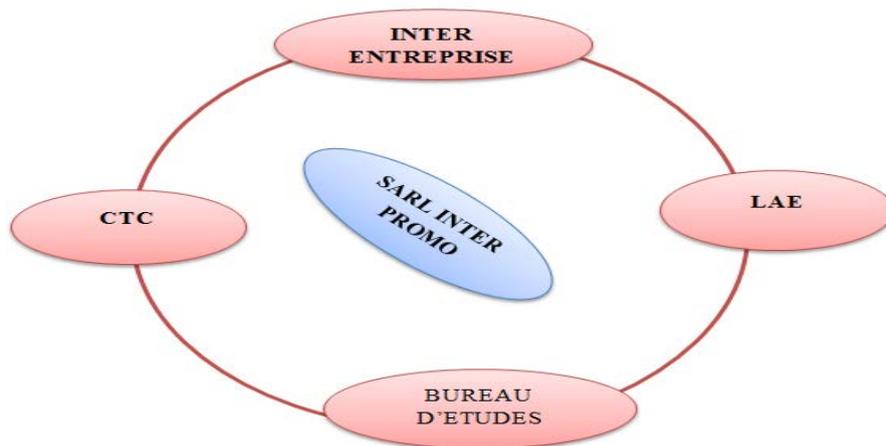


Figure8.3 : les acteurs de notre projet

8.4 PLANIFICATION :

Les processus de planification permettent l'élaboration du plan de management du projet. En outre ces processus identifient et définissent le contenu du projet, le coût du projet, et dressent l'échéancier des activités du projet. Au fur et à mesure de la découverte de nouvelles informations concernant le projet, des dépendances, des exigences, des risques, et des opportunités.

Pour déterminer la durée de réalisation des tâches du projet, il existe plusieurs méthodes notamment le chronomètre des tâches, l'utilisation de l'historique des projets similaires ou à travers des experts dans le domaine pour notre cas on a organisé le projet à l'aide de la **WORK BREAKDOWN STRUCTURE (WBS)** (voir annexe c) qui nous a permis de structurer les tâches du projet et décomposer les travaux en partant du niveau général jusqu'au niveau le plus détaillé. L'utilisation de logiciel Ms Project, on a intégré les tâches développées en WBS et on a affecté des durées à chaque tâche. Ces dernières sont déterminées à travers les ressources soit humaine ou matérielle par exemple : (l'utilisation de coffrage en bois pour les DP prend une durée plus importante que l'utilisation de coffrage métallique pour les voiles).

Chaque tâche est représentée par une barre horizontale de longueur proportionnelle à sa durée. Puis, il faut créer les différents liens pouvant exister entre les tâches (début - fin, début-début,...),

Nous avons donc élaboré un diagramme de Gantt (annexe c) qui affiche les résultats suivants :

- ✚ La durée de projet est de 601 jours de travail
- ✚ Le début de projet est prévu le : 07/01/2018
- ✚ La fin du projet est prévue le : 04/06/2020

8.5 LES RESSOURCES :

Les ressources sont subdivisées en deux catégories : **humaines et matérielles**.

De même pour les ressources matérielles sont subdivisées en deux catégories : ressources matérielles engins et ressources matérielles produit.

Dans notre cas les ressources sont déterminées on se rapprochant d'experts d'où l'obtention

Des ressources du projet est regroupée dans le tableau en dessous. (**Dire d'experts**).

Ceci nous servira pour l'affectation des durées des différentes taches de notre projet.

Ressources Humaines		Ressources Matérielles	
		engins	produit
groupe coffreur : personnes.	4	Une grue, un malaxeur	Béton, Brique simple
groupe ferrailleur: 5 personnes.		un vibreur, 2 camions	enduit en ciment, Gains électricité
groupe maçon béton : personnes.	4	Une pompe à béton, 2 postes à soudures	Bois pour coffrage.
groupe électricien: personnes.	4	Un échafaudage métallique	Fer pour ferrailage
groupe menuisier: personnes.	4	une bétonnière	Treillis soudé pour dalle.
groupe pour enduit : personnes	4	une pelleteuse	Tuyaux pour eau

Tableau8.1 : les ressources du projet

b. MANAGEMENT DE PROJET :

1. ASPECT TECHNIQUE DU MANGEMENT :

1.1 Les taches :

Dans un projet, les tâches sont effectuées dans un ordre déterminé. Très souvent, on notera qu'une tâche doit être achevée avant que la tâche suivante ne puisse débuter. Ces deux tâches ont une **liaison** de fin à début. Cela signifie que :

- ✚ la seconde tâche doit être effectuée après la première ; c'est ce que l'on appelle une **séquence**.
- ✚ la seconde tâche ne peut être accomplie qu'une fois que la première est achevée ; c'est ce que l'on appelle une **interdépendance**.

Dans **Microsoft Project**, la première tâche est appelée le **prédécesseur** car elle précède les tâches qui en dépendent. La seconde tâche est appelée **successeur**, car elle succède à des tâches dont elle dépend.

Une relation d'ordre entre les tâches. Microsoft Project offre quatre types de relations entre les tâches, à savoir :

- **Liaison Fin - Début** : La tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.
- **Liaison Début - Début**: La tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'a pas commencé.
- **Liaison Fin - Fin**: La tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.
- **Liaison Début - Fin** : La tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'a pas commencé.

Pour notre cas, nous avons utilisé les liens suivants : Fin – Début, Début –Début

1.2 Diagramme de Gantt:

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. [1]

Il permet de voir les différentes tâches à envisager, la date de début et de fin de chaque tâche et du projet dans son ensemble.

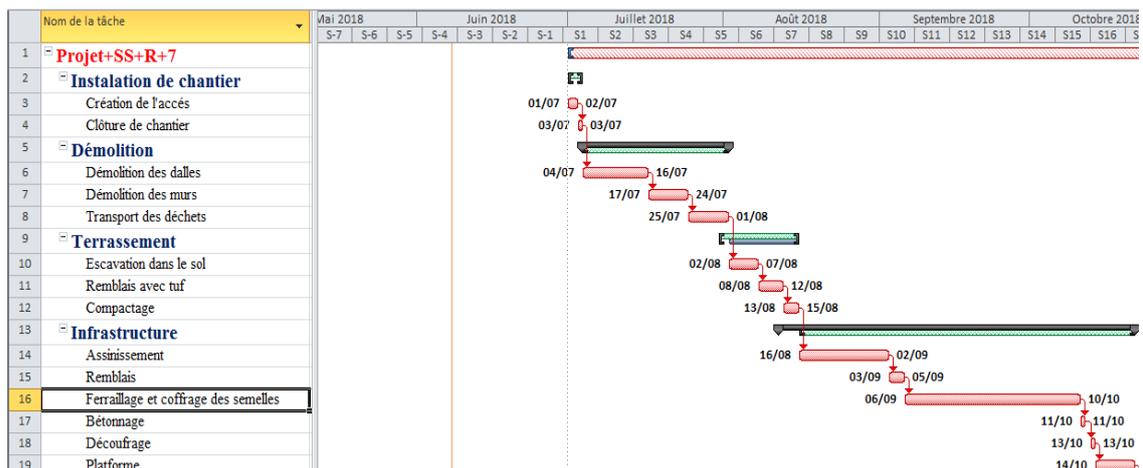


Figure8.3 : Diagramme de Gantt

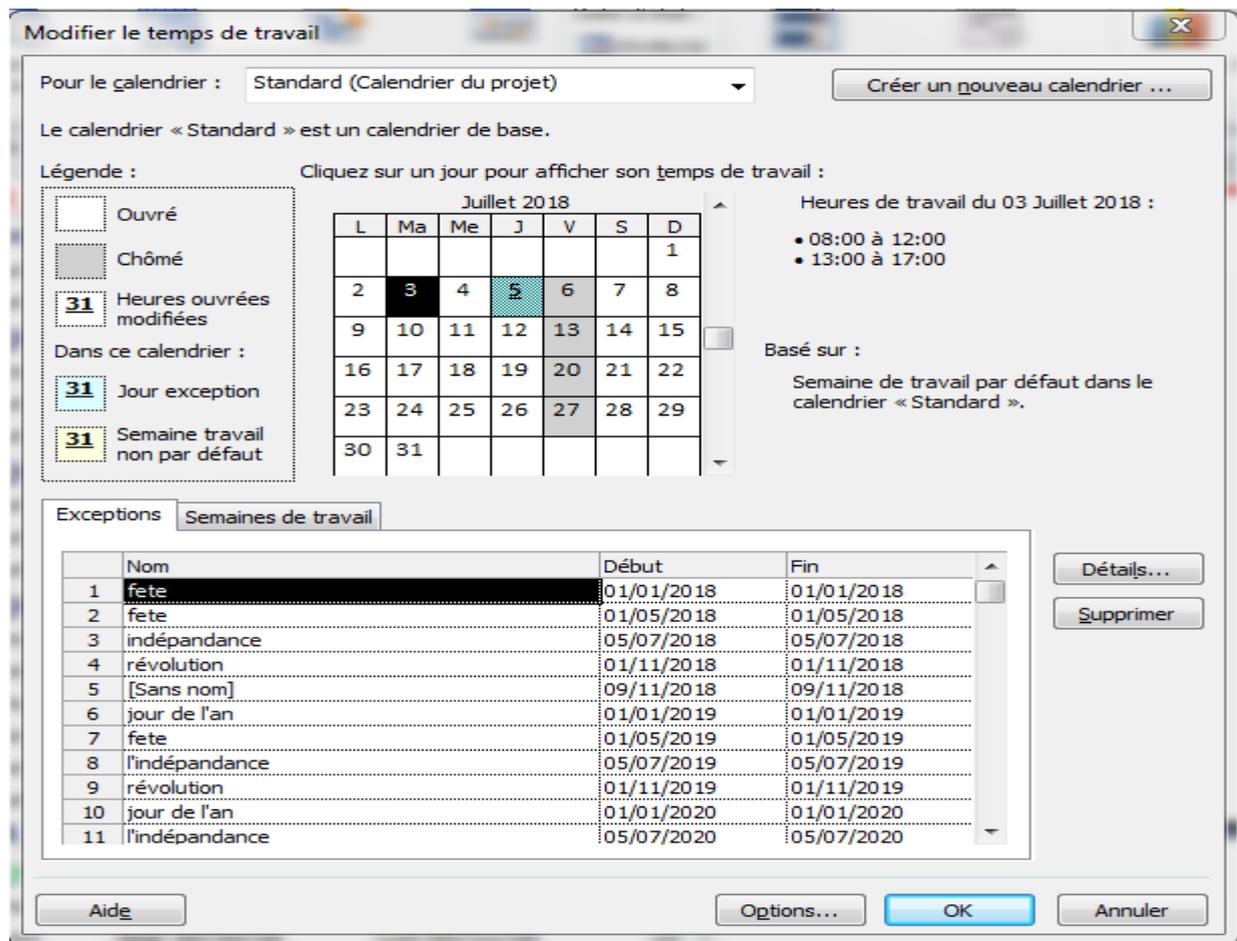


Figure8.4 : Calendrier du diagramme de GANTT.

- ✦ **Le Ms Project : Microsoft Project** (ou **MS Project** ou **MSP**) est un logiciel de gestion de projets édité par **Microsoft**. Il nous a permis de planifier notre projet et pouvoir le piloter, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données par la suite.

Nous avons fixés comme objectifs, de définir le délai et le cout.

Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons procéder comme suit :

- ✦ Préparation du **WBS (Works Breakdown Structures)** du projet.
- ✦ Identification de nos ressources.
- ✦ Identifier les taches et affecter des durées aux taches
- ✦ Elaborer un diagramme de Gantt.

2. LE MANAGEMENT DES COÛTS DU PROJET :

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.

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.

Il existe plusieurs méthodes d'estimation de coûts :

❖ **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.

❖ **Estimation analytique (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 permet d'établir le lien entre des caractéristiques techniques d'un produit (masse, volume.....) et le coût par l'intermédiaire de relations mathématiques.

❖ **Estimation par logiciel de gestion de projet.**

Cette (figure 8.5) nous explique la pertinence des différentes méthodes par rapport au cycle de vie de notre projet :

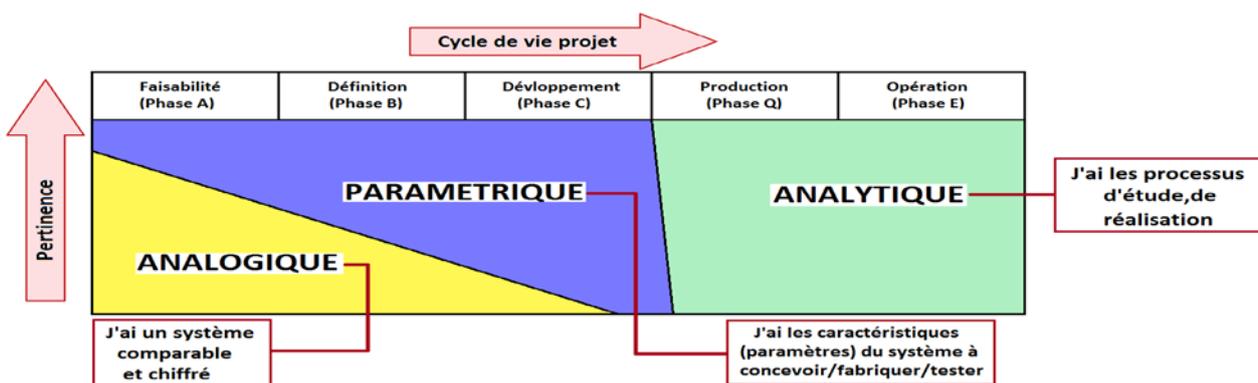


Figure8.5 : les modèles d'estimation des coûts [5]

2.1 Comparaison des méthodes d'estimation de coûts :

Méthodes	Avantages	Inconvénients
Estimation par analogie	Réalisable à partir de peu d'information Rapide	Imprécis (précision dépend de la similarité)
	S'appuie sur des coûts constatés	Difficulté d'estimer l'impact d'un changement
	Rapide	Ne permet pas d'analyser les résultats
Estimation paramétrique	Facilement modifiable	La précision dépend de la précision des données d'entrée
	Raisonnement rapide	Investissement nécessaire dans un modèle
	Visibilité sur les drivers de coûts	Elles ne permettent pas de résoudre les cas particuliers
Analytique	A la portée de tous	Peut-être lent et laborieux
	Facile à mettre en œuvre	Difficile de reprendre les chiffres

Tableau 8.2 : Comparaison des approches [5]

Pour notre projet on a choisi de faire une estimation de cout par la méthode Analogie , néanmoins cette dernière s'avère très difficile à mettre en place car on a pas trouvé de projet de bâtiment similaire (système dalle pleine voile) , alors nous avons décidé de changé la méthode d'estimation par analogie à l'estimation paramétrique .

2.1 Détermination de cout par estimation paramétrique :

Notre projet est classé comme logement Promotionnel Public (LPP) haut standing, le prix du mètre carré est fixé à 95.000DA en HT soit 101.65 DA/ m² en TTC [3], notre bâtiment est de logement de type F3, le RDC réserver a des locale commercial le prix du mètre carré est égale à 35.000 DA, et le 1^{er} étage à usage administratif (bureaux) le prix est fixé à 30.000DA.

Une fois que nous nous sommes fixés les paramètres nous pouvons donc estimer le cout de revient de notre projet suivant le tableau ci-dessous :

	Prix DA/m ²	Surface (m ²)	Nombre	Prix totale (DA)
Locale commercial	30 000 .00	528	1	15 840 000.00
Les bureaux	30 000.0	528	1	15 840 000.00
Les logements F3	95 000.00	80	19	144 400 000.00
Parking	15 000.00	630	1	9 450 000 .00
Somme				185 530 000.00 DA

Figure 8.4 : Coût estimatif des travaux de réalisation

✚ Le cout de reviens total du projet est de **185 530 000.00 DA**

8.6 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons travaillé avec logiciel Ms Project pour la détermination du délai de notre projet (702 jours).

Nous avons aussi utilisé le logiciel « MindView » pour l'élaboration de l'organigramme technique de notre projet (WBS).

Nous avons utilisé pour la détermination du coût la méthode d'estimation paramétrique dans cette étape de définition de projet car elle facile à modifier et applicable comme lien entre paramètre de conception et coûts.

Concernent le délai nous pensons que le délai trouvée (601 jours) est convenable pour ce type de projet ou le comparent à la réalisation du terrain ou le projet est toujours en construction est qu'a dépassé (913 jours)

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, 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 charge 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.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), et de calcul (SAP2000) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants , aussi logiciel de gestion des projets (MS Projet) pour planifier et gérer les coûts et délais.

Les conclusions auxquelles a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :

- ✚ La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.
- ✚ L'étude de l'infrastructure est conçue en semelles filante comme une fondation pour le bâtiment.
- ✚ L'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification à l'aide de logiciel Ms Project qui nous conduira à atteindre des objectifs dans les délais et les coûts.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de Master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle. Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[BAEL, 91] Jean-pierre Mouglin, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[RPA, 2003] Règles Parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

[DTR2.2, 88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C 2.2, GCS1988.

[1] : Mur porteur wikipedia. [En ligne] <http://fr.wikipedia.org/wiki/mur> porteur.

[2] : LACHOUB OUSSAMA. Etude de l'interaction des murs voiles sur la structure. Master en génie civil. Tlemcen. 2013. Université Aboubekr Belkaid. 23p.

[3] : ZERAR . A et TAIBI . A .Evaluation l'endommagement fissuration des voiles en béton armé son chargement sismique : comparaison avec les règlement internationaux .Master en génie civil . Tlemcen. 2017 . Université Aboubekr Belkaid .20 p.

[4] : DR HAMZAOUI .F .Cours management. 2017-2018

[5] : PH.GASTINEL . J.FRANCK . Approche paramétrique d'estimation des coûts.

Annexe A

Annexe B

Annexe C