

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Ingénierie des structures

Par : - HADDADI Mohammed Welid
- DEWJI DEWJI Fateh

Sujet

ETUDE D'UN BATIMENT D'HABITATION R+9 AVEC 2 SOUS-SOL

Soutenu publiquement Juin 2019 , devant le jury composé de :

- Mme. A.MEDJAHED - Présidente
- M.M.C.BEDJAOUI - Examineur
- M. N.HASSAINE - Encadrant

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous remercions dieu le Tout-Puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie Notre encadreur, Mr N. HASSAINE pour son soutien, ses conseils durant l'élaboration de ce projet.

On remercie aussi Mr A. BENAMAR pour ses conseils concernant la partie managériale

Nous exprimons également notre reconnaissance à tous les membres du jury. d'avoir accepté de lire et d'examiner ce projet.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'études, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur
Qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on
Remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance
Durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail à ceux que j'aime et à toutes les
personnes qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin.*

HADDADI Mohammed Welid

Dédicaces

Je veux dédier le fruit de ce travail à :

- ❖ *Ma mère, qui m'a toujours soutenue durant ce parcours.*
- ❖ *Mon père, qui s'est beaucoup sacrifié pour que je puisse réaliser mes rêves.*
- ❖ *Mes frères et sœurs, qui m'ont toujours encouragé à aller vers l'avant*
- ❖ *A tous mes amis, spécialement Nurumuhammad SHAIBU et Fatiha MERZOUG qui m'ont toujours soutenu et motivé, et m'ont poussé à donner le meilleur de moi-même, chaque jour. Je les remercie du fond du coeur.*
- ❖ *A tous mes amis dans ma promotion ,avec qui j'ai passé ces 5 ans de hauts et de bas , en essayant de réaliser nos rêves.*

DEWJI DEWJI Fateh

ملخص

هذا المشروع يتضمن تصميم ودراسة معمقة و عامة لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران الخرسانة المسلحة. تتألف البناية من 12 طابق اثنين منهما تحت سفلية لركن السيارات و البقية مخصصة للسكن. تقع البناية المدروسة في ولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 ، من أجل ذلك قمنا بالامتثال للمعايير الجزائرية لمقاومة الزلازل
أم فيما يخص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر
الكلمات المفتاحية :
هندسة مضادة للزلازل، التسليح، بناية، الخرسانة المسلحة، م س بروجكت، ساب 2000 , تصميم بناية

Abstract

This project presents a detailed technical-managerial study of a Residential building with two underground and (10) floors, located in Tlemcen. This region is classified in the first seismic zone according to RPA2003 (Algerian seismic regulations).

This study is composed of several parts :

Presentation of the structure, design of reinforced concrete walls, beams, floors and all the other elements, Estimate of the different loads, Dynamic study (using software SAP2000), study of the structural elements, infrastructure study, managerial study regarding the identification of all the tasks costs and risks in the project.

All calculations are made taking into account the rules for calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003, BAEL91 modified 99).

Keywords: Residential Building study, Reinforced concrete, SAP2000, MS Project, management, dynamic study

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation, constitué de deux sous sol, rdc et (09) étages, implanté dans la commune de Mansourah wilaya de Tlemcen.

Cette région est classée en zone sismique 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 de plusieurs parties :

présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux, pré dimensionnement des éléments structuraux, la descente des charges, étude des planchers, étude des éléments secondaires, étude dynamique, étude des éléments structuraux, étude de l'infrastructure et enfin l'étude managériale qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches et le cout du projet.

Tous les calculs sont faits en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton Armé (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99).

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, MS Project, management, séisme.

Sommaire

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction :	1
I.2 Présentation de l'ouvrage :	1
I.3 Caractéristiques de la structure :	2
I.4 Conception de la structure :	2
I.5 Résistances mécaniques du béton :	3
I.5.1 Résistance à la compression:	3
I.5.2 Résistance à la traction :	4
I.6 Contraintes limites :	4
I.6.1 Contrainte du béton :	4
I.6.2 Module de déformation longitudinale.....	5
I.6.3 Module de déformation transversale:	5
I.6.4 Contrainte de l'acier :	5
I.6.4.1 ELU:.....	6
I.6.4.2 ELS:.....	6

Chapitre II : Descente des charges et Pré dimensionnement

II Pré dimensionnement :	7
II.1 Pré dimensionnement du plancher :	7
II.2 Pré dimensionnement des poutrelles :	8
II.3 Pré dimensionnement des poutres principales.....	9
II.4 Pré dimensionnement des voiles :	10
II.5 La descente des charges.....	11
II.5 .1 RDC et Etage courant :	11
II.5 .2 Loggia :	11
II.5 .3 Terrasse accessible :	12

II.5 .4 Terrasse inaccessible :	12
II.5 .5 2ème sous-sol (Caves).....	13
II.5 .6 1er sous-sol (Garages et caves):.....	14
II.5 .7 Murs extérieurs :	14

Chapitre III : Étude du plancher

III Étude du plancher :	15
III.1 Introduction :	15
III.2 Etude de poutrelles :	15
III.3 Détermination des efforts internes :	16
III.4 Ferrailage des poutrelles.....	22

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires

IV.1 Escalier :	30
IV.1.1 Introduction :	30
IV.1.2 Terminologie :	30
IV.1.3 Pré-dimensionnement :	30
IV.1.4 Descente de charge de l'escalier :	31
IV.1.5 Calcul de ferrailage :	32
IV.2 Acrotère :	37
IV.2.1 Introduction :	37
IV.2.2 Évaluation des charges :	37
IV.2.3 Calcul du ferrailage :	38
IV.3 Ascenseur :	42
IV.3.1 Etude de l'ascenseur :	42
IV.3.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :	42
IV.3.3 Calcul des sollicitations :	43
IV.3.4 Ferrailage :	45

Chapitre V : Étude sismique

V.1 Introduction :	49
V.2 Problématique :	49
V.3 L'Objectif :	49
V.4 Méthodes de calcul sismique :	49
V.4.1 Méthode statique équivalente :	49
V.4.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	50
V.5 Méthode modale spectrale :	50
V.5.1 Spectre de réponse de calcul :	51
V.6 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	51
V.7 Présentation du programme SAP2000 :	52
V.7.1 Modélisation de la structure :	52
V.7.2 Vérification du comportement dynamique :	53
V.8 Les conditions à vérifier :	54
V.8.1 Art 4.3.4 RPA 2003 :	54
V.8.2 Art 4.3.6 RPA 2003 :	54
V.8.3 Art 4.41 RPA 2003:	61
V.8.4 Art 5.9 RPA 2003:	62
V.8.5 Art 5.10 RPA 2003 :	63
V.8.6 Art 7.1.3.3 RPA 2003 :	64
V.9 Conclusion :	65

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI. Étude des voiles :	66
VI.1 Introduction:	66
VI.2 Combinaison d'action :	67
VI.3 Méthode des contraintes :	67

VI.3.1 Armatures verticales :	68
VI.3.2 Armatures minimales:	69
VI.3.3 Armatures horizontales :	70
VI.3.4 Armatures transversales :	70
VI.3.5 Espacement:	70
VI.3.6 Vérification à L'ELS :	71
VI.3.7 Vérification de la contrainte de cisaillement:	71
VI.4 Exemple de calcul :	71
VI.4.1 Déterminations de sollicitations :	71
VI.4.2 Calcul des contraintes:	71
VI.4.3 Armatures verticales :	72
VI.4.4 Armatures minimales :	72
VI.4.5 Armatures horizontales :	72
VI.4.6 Armatures transversales :	72
VI.4.7 Vérification à l'ELS :	72
VI.4.8 Vérification de la contrainte de cisaillement :	73
VI.5 Mur de soutènement (voile périphérique) :	76
VI.5.1 Dimensionnement :	76
VI.5.2 Données :	77
VI.5.3 Calcul de la force de poussée :	78
VI.5.4 Sollicitation :	78
VI.5.4.1 Moment fléchissant :	78
VI.5.4.2 Moment dans la dalle :	79
VI.5.4.3 Valeur minimal à respecter :	79
VI.5.5 Armatures longitudinales :	79
VI.5.5.1 Acier en travée « sens lx » :	79

VI.5.5.2 Acier en travée « sens ly » :	79
VI.5.5.3 Acier en appuis :	80
VI.5.5.4 Sections minimales des armatures :(B.A.E.L91).....	80
VI.5.5.5 Sections minimales des armatures :(RPA99 V2003) :	81
VI.5.6 Effort tranchant :	81
VI.6 Les poutres :.....	82
VI.6.1 Introduction :	82
VI.6.2 Combinaison des charges :	82
VI.6.3 Ferrailage des poutres principales :.....	82
VI.6.3.1 Ferrailages longitudinales :	83
VI.6.3.2 Ferrailage transversale :.....	85
VI.6.3.3 Vérification au cisaillement :.....	86
VI.6.4 Ferrailage des poutres secondaires :.....	86
VI.6.4.1 Ferrailages longitudinales :.....	86
VI.6.4.2 Ferrailage transversale :.....	89
VI.6.4.3 Vérification au cisaillement :.....	89
VI.6.5 Tableau Récapitulatif :	90
 <u>Chapitre VII : Étude de l'infrastructure</u>	
VII.1 Introduction :	91
VII.2 Conclusion du rapport géotechnique	91
VII.3 Type de fondation selon le rapport géotechnique	91
VII.3.1 Radier général	91
VII.3.2 Pré dimensionnement du radier	91
VII.3.3 Débordement « D »	92
VII.3.4 Vérification de la contrainte du sol	92
VII.3.5 Vérification au poinçonnement :	93

VII.4 Détermination des moments et efforts tranchants :	95
VII.4.1 Moment et effort tranchant du radier :	95
VII.4.2 Moment et effort tranchant de la nervure :	97
VII.5 Calcul de Ferrailage de la dalle à l'ELU :	99
VII.5.1 Sens X-X :	99
VII.5.1.1 En travée :	99
VII.5.1.2 En appui :	100
VII.5.2 Sens Y-Y :	100
VII.5.2.1 En travée :	100
VII.5.2.2 En appui :	100
VII.5.3 Vérification à l'ELS :	101
VII.5.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :	101
VII.5.5 Calcul de l'espacement :	101
VII.6 Calcul de Ferrailage de la nervure :	102
VII.6 .1 Sens X-X :	102
VII.6 .1.1 En travée :	102
VII.6 .1.2 En appui :	102
VII.6 .2 Sens Y-Y :	102
VII.6 .2.1 En travée :	102
VII.6 .2.2 En appuis :	103
VII.6 .3 Vérification à l'ELS :	103
VII.6 .4 Vérification de la contrainte de cisaillement :	104
VII.6 .6 Calcul de l'espacement :	104

Chapitre VIII : Étude Managériale et Économique

VIII. Introduction	106
VIII.1 Le management des projets	106
VIII.2 Définition d'un projet	106
VIII.3 Cycle de vie d'un projet :	106
VIII.4 Les différents intervenants dans un projet :	107
VIII.5 Objectifs :	108
VIII.6 Définition de MS Project :	108
VIII.7 Création d'un projet sur MS Project :	108
VIII.8 Taches livrables :	109
VIII.9 WBS (Work Break-down Structure) :	109
VIII.10 Définition des ressources :	110
VIII.10.1 Les ressources humaines :	110
VIII.10.2 Les ressources matérielles :	110
VIII.11 Étude économique :	111
VIII.11.1 Résultats obtenus :	111

Liste des tableaux

Tableau I.1 : variation de θ en fonction du temps.....	5
Tableau I.2 : caractéristique mécanique de l'acier.....	5
Tableau II.1 : Descente de charge d'un étage courant.....	11
Tableau II.2 : Descente de charge d'une loggia.....	12
Tableau II.3 : Descente de charge de la terrasse accessible.....	12
Tableau II.4 : Descente de charge de la terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.5 : Descente de charge de 2 ^{ème} sous-sol.....	13
Tableau II.6 : Descente de charge de 1 ^{er} sous-sol.....	14
Tableau II.7 : Descente de charge des murs extérieurs.....	15
Tableau III.1 : Différentes charges appliquées sur les poutrelles.....	16
Tableau III.2 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 1.....	21
Tableau III.3 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 2.....	21
Tableau III.4 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 4.....	21
Tableau III.5 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 5.....	22
Tableau III.6 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 6.....	22
Tableau III.7 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 7.....	22
Tableau III.8 : Ancrage des armatures.....	28
Tableau III.9 : Ferrailage des poutrelles.....	29
Tableau IV.1 : Dimensions des escaliers des différents niveaux.....	31
Tableau IV.2 : Descente de charge paillasse.....	31
Tableau IV.3 : Descente de charge palier.....	32
Tableau IV.4 : Vérification des contraintes en appui.....	35
Tableau IV.5 : Sollicitations à ELU et ELS.....	38
Tableau IV.6 : Résultats.....	45
Tableau V.1 : périodes et facteurs de participation modale.....	54

Tableau V.2 : Poids de chaque niveau calculé par SAP2000.....	55
Tableau V.3 : Valeurs de pénalités P_q	56
Tableau V.4 : Estimation de la période empirique.....	58
Tableau V.5 : Valeurs de la période dans les deux sens.....	58
Tableau V.6 : valeurs de force sismique et effort tranchant de chaque niveau.....	59
Tableau V.7 : Rapport des efforts sismiques à la base.....	61
Tableau V.8 : Vérification de moment de renversement.....	61
Tableau V.9 : Vérification de moment de renversement.....	62
Tableau V.10 : Justification vis-à-vis de $P-\Delta$ dans sens X-X.....	63
Tableau V.11 : Justification vis-à-vis de $P-\Delta$ dans sens Y-Y.....	63
Tableau V.12 : Vérification de déplacement inter étages sens X-X.....	64
Tableau V.13 : Vérification de déplacement inter étages sens Y-Y.....	64
Tableau VI.1 : les groupes de voiles et leurs dimensions.....	71
Tableau VI.2 : Sollicitations dans les voiles V1 dans zone 1.....	73
Tableau VI.3 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles 'V1' pour les trois zones.....	73
Tableau VI.4 : Ferrailage vertical des voiles pour la zone I.....	74
Tableau VI.5 : Ferrailage horizontal des voiles pour la zone I.....	74
Tableau VI.6 : Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone I.....	74
Tableau VI.7 : Ferrailage vertical des voiles pour la zone II.....	75
Tableau VI.8 : Ferrailage horizontal des voiles pour la zone II.....	75
Tableau VI.9 : Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone II.....	75
Tableau VI.10 : Ferrailage vertical des voiles pour la zone III.....	76
Tableau VI.11 : Ferrailage horizontale des voiles pour la zone III.....	76
Tableau VI.12 : Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone III.....	76
Tableau VI.13 : Sollicitation des poutres à ELU.....	82
Tableau VI.14 : Sollicitation des poutres à ELS.....	82
Tableau VI.15 : Sollicitation des poutres à « G+Q+E ».....	83
Tableau VI.16 : Sollicitation des poutres à « 0,8G+ E ».....	83
Tableau VI.17 : Vérification des contraintes en travée.....	84

Tableau VI.18 : Vérification des contraintes en appui.....	85
Tableau VI.19 : Vérification des contraintes en travée.....	87
Tableau VI.20 : Vérification des contraintes en appui.....	88
Tableau VI.21 : Ferrailage des poutres principales.....	90
Tableau VI.22 : Ferrailage des poutres principales secondaire.....	90
Tableau VII.1 : Moments fléchissant du radier nervuré à l'ELU et l'ELS.....	99
Tableau VII.2 Ferrailage de la dalle en travée suivante Lx.....	99
Tableau VII.3 Ferrailage de la dalle en appui suivant Lx.....	100
Tableau VII.4 : Ferrailage de la dalle en travée suivante Ly.....	100
Tableau VII.5: Ferrailage de la dalle en appui suivant Lx	100
Tableau VII.6: Vérification des contraintes du béton à l'ELS dans les deux sens.....	101
Tableau VII.7 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS dans les deux sens.....	101
Tableau VII.8 : Ferrailage de la nervure en travée suivant 'x'	102
Tableau VII.9 : Ferrailage de la nervure en appui suivant 'x'	102
Tableau VII.10 : Ferrailage de la nervure en appui suivant 'y'	102
Tableau VII.11 : Ferrailage de la nervure en appui suivant 'y'	103
Tableau VII.12 : Vérification des contraintes du béton à l'ELS dans les deux sens.....	103
Tableau VII.13 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS dans les deux sens.....	103
Tableau VIII.1: Devis estimatif quantitatif	111
Tableau VIII.2: le coût global et la durée totale du projet.....	111

Liste des figures

Figure I.1: Plan de situation.....	1
Figure I.2: Diagramme contrainte-déformation des aciers	6
Figure II.1: Plancher a corps creux.....	7
Figure II.2: Poutrelles en T.....	8
Figure II.3: Types de poutrelles pour un Etage courant.....	9
Figure II.4: Coupe de voile.....	10
Figure II.5: Plancher étage courant.....	11
Figure II.6: Plancher Loggia.....	11
Figure II.7: Plancher terrasse accessible.....	12
Figure II.8: Plancher terrasse inaccessible.....	12
Figure II.9: Plancher 2eme sous sol caves.....	13
Figure II.10: Plancher 1 ^{er} sous sol Garages et caves.....	14
Figure II.11: Murs extérieurs.....	14
Figure III.1 : Disposition des armatures dans un plancher corps creux.....	15
Figure III.2 : Type de poutrelles.....	16
Figure III.3 : Diagramme de moment fléchissant en ELU.....	18
Figure III.4 : Diagramme de moment fléchissant en ELS.....	20
Figure IV.2: Schéma d'escalier.	30
Figure IV.2 : Schéma d'escalier RDC.....	32
Figure IV.3: Schéma statique de l'escalier	33
Figure IV.4 : Caractéristiques géométriques de l'acrotère	37
Figure IV.5 : Modèle de calcul de l'acrotère	38
Figure IV.6: Cage d'ascenseur.	42
Figure IV.7: Schéma de la surface d'impacte.....	43
Figure V.1: spectre de réponse.	51

Figure V.2: Configuration en plan et en élévation	53
Figure V.3 : Réactions statique à la base obtenue par SAP2000.....	60
Figure V.4 : Réactions dynamique à la base obtenue par SAP2000.....	60
Figure VI.1 : Disposition des voiles.....	66
Figure VI.2 : Schéma statique du voile périphérique.....	77
Figure VI.3 : Répartition des contraintes sur le voile.....	78
Figure VII.1: Valeurs de diagramme des contraintes de sol en KPa.....	92
Figure VII.2 : Dimensions du radier	94
Figure VII.3 : Diagramme des moments de la dalle à l'ELU dans le sens « x ».....	95
Figure VII.4 : Diagramme des moments de la dalle à l'ELU dans le sens « y ».....	95
Figure VII.5: Diagramme des moments de la dalle à l'ELS dans le sens « x »	96
Figure VII.6 : Diagramme des moments de la dalle à l'ELS dans le sens « y »	96
Figure VII.7 : Diagramme effort tranchant de la dalle.	97
Figure VII.8 : Diagramme des moments de nervure en ELU.	97
Figure VII.9 : Diagramme des moments de nervure en ELS.	98
Figure VII.10 : Diagramme effort tranchant de la nervure.	98
Figure VIII.1: Facteurs principaux d'un projet	106
Figure VIII.2: Cycle de vie d'un projet	107

Notation

A : Coefficient d'accélération de zone.

Ast : Aire d'une section d'acier tendue

Asc: Aire d'une section d'acier comprimée

Ah: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

Ar: Armatures de répartition

B: Aire d'une section de béton

Br: Section réduite du poteau

Bc: Section brute

c: Enrobage

D: Débordement

d: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

Eij: Module de Young instantané à « j » jours

E: Charges sismiques

e: Excentricité de l'effort normal (ou épaisseur d'une dalle ou d'un voile)

fe: Limite d'élasticité de l'acier

fcj: Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours

ftj: Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours

fbu: Contrainte ultime du béton en compression

G: Charges permanentes

h: Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation

I: Moment d'inertie d'une section

Ij: Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle

L_f : Longueur de flambement

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

M_r : Moment renversant

M_s : Moment stabilisant

N_s : Effort normal de calcul de service

Q : Charges variables (charges d'exploitations), Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement de la structure

S_t : Espacement des armatures transversales

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques

V_u : Effort tranchant à l'état limite ultime

N_u : Effort normal de calcul ultime

W : Poids total de la structure

α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général (alpha)

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (êta)

ν : Coefficient de poisson (nu)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (xi)

ρ : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)

σ : Contrainte normale (sigma)

$\sigma_{b\bar{c}}$: Contrainte admissible du béton comprimé

$\sigma_{\bar{s}}$: Contrainte admissible dans les aciers

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus

σ_s : Contrainte dans les aciers comprimés

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale

τ : Contrainte tangente (tau)

$\bar{\tau}$: Contrainte tangente admissible

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale (phi)

Liste des Abréviations

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite accidentel

RDC : Rez-de-chaussée

HA : haute adhérence

TS : Treillis soudé

RPA : Règlement parasismique algérien

BAEL : Béton armé à l'état limite

CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR : Document technique réglementaire algérien

DDL : Degré de liberté

SET : Section entièrement tendue

SPT : Section partiellement tendue

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Toute étude d'un projet de bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance avec le meilleur budget possible. Dans les dernières années les constructions deviennent de plus en plus avec des hauteurs plus importantes dans le but de répondre au développement démographique des populations ainsi que de garder des espaces.

Cependant, le choix de ce type de construction a sa part de risque, lié aux dégâts qui sont occasionnés par les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

*La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) aux différentes sollicitations (compression, flexion) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues **(CBA 93, RPA 99 version 2003)** qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.*

*Cette étude se compose en plusieurs parties :
Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, le pré dimensionnement des éléments de la structure et la descente des charges, étude des planchers, étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère, ascenseur, et plancher), étude dynamique (en utilisant logiciel SAP2000), étude des éléments structuraux, étude de l'infrastructure, en fin étude managériale.*

Chapitre ①

Généralités

I.1 Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure, caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation et les caractéristiques du sol est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet a pour but de faire l'étude d'un bâtiment R+9 avec deux sous-sols à usage d'habitation. Le bâtiment se situe à Mansourah wilaya de Tlemcen, plus exactement cité «El Wouroud» d'Imama, L'immeuble fait partie d'un complexe résidentiel de 450 logements LPP il se situe à l'Est du marché couvert d'Imama, rue Fbg Chahid Ali Ben Saad

- 1^{er} sous-sol : Des garages
- 2^{ème} sous-sol : Des caves
- Du rez-de-chaussée au 9^{ème} étage à usage d'habitation. Chaque niveau contient quatre appartements.
- La terrasse est accessible



Figure I.1: Plan de situation

❖ Aspect géophysique :

Le terrain est situé dans une région classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003, d'après la classification sismique RPA (classification 2003). L'ouvrage est classé d'après (RPA99) dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

I.3 Caractéristiques de la structure :

I.3.1 Caractéristiques géométriques :

- ✓ Dimension en élévation :
 - Hauteur du 2^{ème} sous-solH = 2.78 m
 - Hauteur du 1^{er} sous-sol.....H = 3.35 m
 - Hauteur de RDC.....H = 3.90 m
 - Hauteur d'étage courant (1^{er} – 8^{ème}).....H = 3.30 m
 - Hauteur d'étage courant (9^{ème}).....H = 3.32 m
 - Hauteur du local technique (la terrasse).....H = 3.31 m
 - Hauteur totale de bâtiment y compris le local technique..... H = 43.98 m.

- ✓ Dimension en plan : La structure présente une forme régulière.
 - La longueur totale en plan : 25.97 m
 - La largeur totale en plan : 22.16 m

I.3.2 Données du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme site meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\delta_{sol} = 1,5$ bars

I.3.3 Règlements utilisés :

- RPA99/version 2003
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99.

I.4 Conception de la structure :

I.4.1 Ossature :

En se référant au RPA 99/2003, pour toutes les structures dépassants 17 m ou plus de 5 niveaux en zone I, le contreventement doit être assuré par système comportant des voiles disposés dans les deux directions orthogonales de la structure.

I.4.2 Plancher :

Les planchers formant une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les étages d'une construction ils sont en corps creux.

I.4.3 Loggias :

Une loggia est un lieu extérieur situé généralement en étages, couvert, en retrait par rapport à la façade principale. Elle comprend au minimum une face fermée et communique généralement avec le logement attenant. Elle est construite en corps creux.

I.4.4 Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

I.4.5 Escalier :

Un escalier est une construction qui permet d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

I.4.6 Maçonnerie :

- ✓ Les murs extérieurs : constitués par deux parois séparées par une lame d'air pour avoir une bonne isolation.
- ✓ Les murs intérieurs : Ils sont réalisés en simples parois en briques d'épaisseur de 10 cm.

I.4.7 L'acrotère : C'est un élément encastré dans le plancher-terrasse réalisé en béton armé.

I.4.8 L'ascenseur : C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages des bâtiments sans utiliser l'escalier.

I.4.9 Infrastructure : L'infrastructure est réalisée en béton armé et permet d'assurer :

- ✓ La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- ✓ Limiter les tassements différentiels.
- ✓ Encastrer la structure dans le sol.

I.5 Résistances mécaniques du béton :

I.5.1 Résistance à la compression : La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de diamètre égal à 16 cm et d'une hauteur de 32 cm.

Pour un dosage courant de 350 kg/m³ de ciment CPJ325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa)

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.5.2 Résistance à la traction : La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notés f_{tj} et conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0.6+0.06 f_{cj} - f_{tj28} = 2.1 \text{ MPa}$$

I.6 Contraintes limites :

I.6.1 Contrainte du béton :

- **État limite ultime (ELU) :** En compression, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$-\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$-\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5 \text{ ‰} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{Min} (4.5 ; 0.025 f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas général./ $\gamma_b = 1.15$ cas accidentel

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

Tableau I.1 : variation de θ en fonction du temps

θ	Durée d'application
1	>24h
0.9	1h ≤Durée ≤ 24h
0.85	<1h

- **État limite de service (ELS)** : La contrainte limite de service en compression de béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
 Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

I.6.2 Module de déformation longitudinale :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{i28} = 11000 f_{c28}^{1/3} = 32164 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 (A.2.1,21)}$$

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = 10819 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 (A.2.1,22)}$$

I.6.3 Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$$G = E / [2(1+\nu)] \text{ et en simplifiant}$$

$$G = 0,417E$$

-Coefficients de poisson :

Il sera pris égale à :

$$\nu = \{ \nu = 0 \text{ \AA (ELU). } \nu = 0.2 \text{ \AA (ELS).} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

I.6.4 Contrainte de l'acier : L'acier est un alliage de fer et de carbone nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

Tableau I.2 : caractéristique mécanique de l'acier

Nuance	Fe (MPa)
FeE215	215
FeE235	235
FeE400	400

I.6.4.1 ELU:

Le diagramme contrainte – déformation est défini ci-dessous :

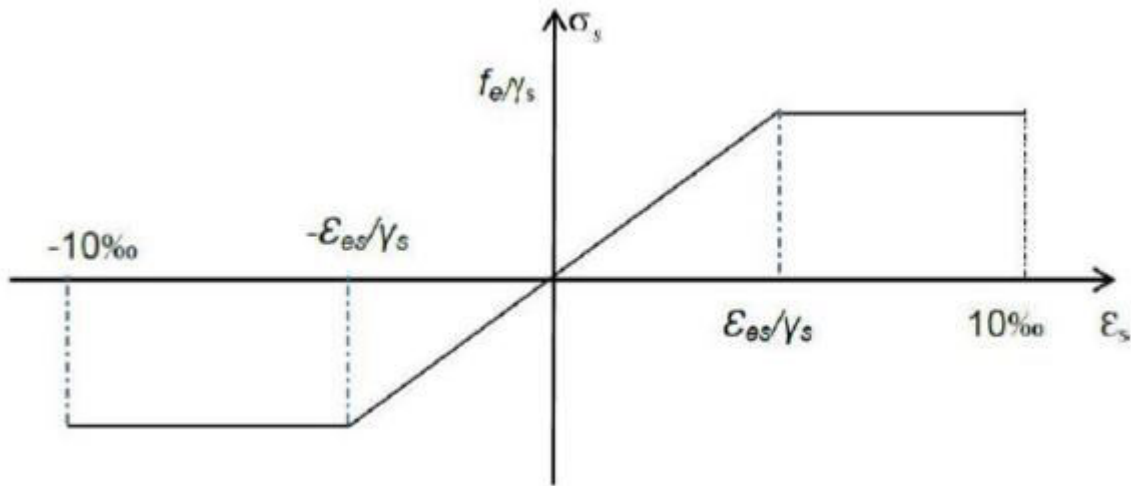


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation des aciers

I.6.4.2 ELS : On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf dans l'état limite d'ouverture des fissures

-Fissuration peu préjudiciable → pas de limitation

-Fissuration préjudiciable → $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$

BAEL91 (Article A.4.5.32)

-Fissuration très préjudiciable → $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

BAEL91 (Article A.4.5.32)

η : coefficient de fissuration avec :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA) avec $\Phi \geq 6$ mm

$\eta = 1.3$ pour les armatures à haute adhérence (HA) avec $\Phi < 6$ mm

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

Chapitre ②

Descente des charges
et pré
dimensionnement

II Pré dimensionnement :

▪ Introduction :

Le pré dimensionnement des sections des différents éléments résistants se fait selon les règles du BAEL91 et le RPA99 version 2003, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

II.1 Pré dimensionnement du plancher :

Dans notre structure, les planchers sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression

Corps creux :

Les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure l'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h \geq \frac{l}{22.5}$

l : plus grande portée dans le sens considéré. (On a pris la plus grande portée dans les deux sens)

$$h \geq \frac{430}{22.5} = 0.19 \text{ m} = 19.11 \text{ cm}$$

On prend $h = 21 \text{ cm}$

$$h_t = (16+5) \text{ cm}$$

16 cm pour le hourdis.

5 cm pour la dalle de compression.

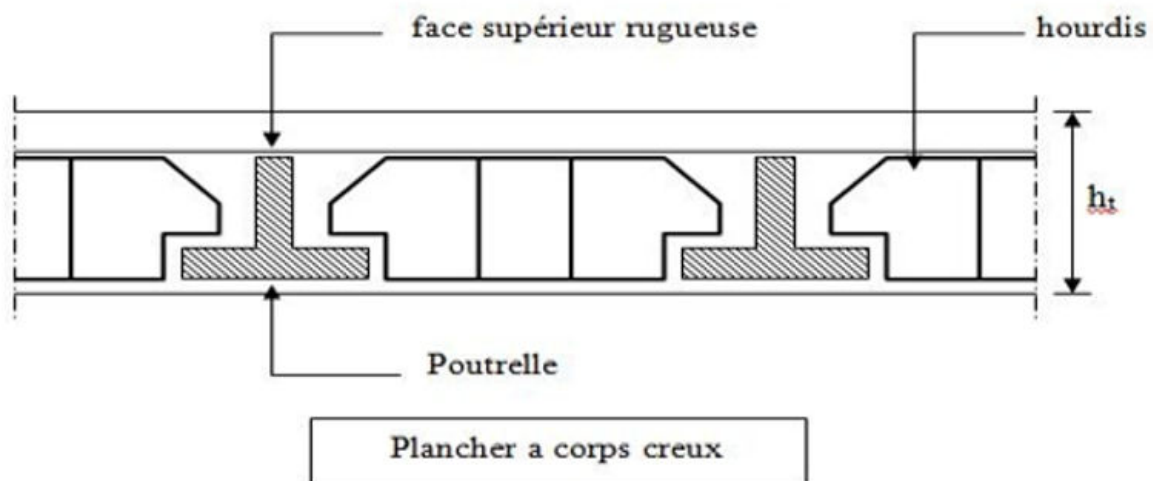


Figure II.1: Plancher a corps creux

II.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

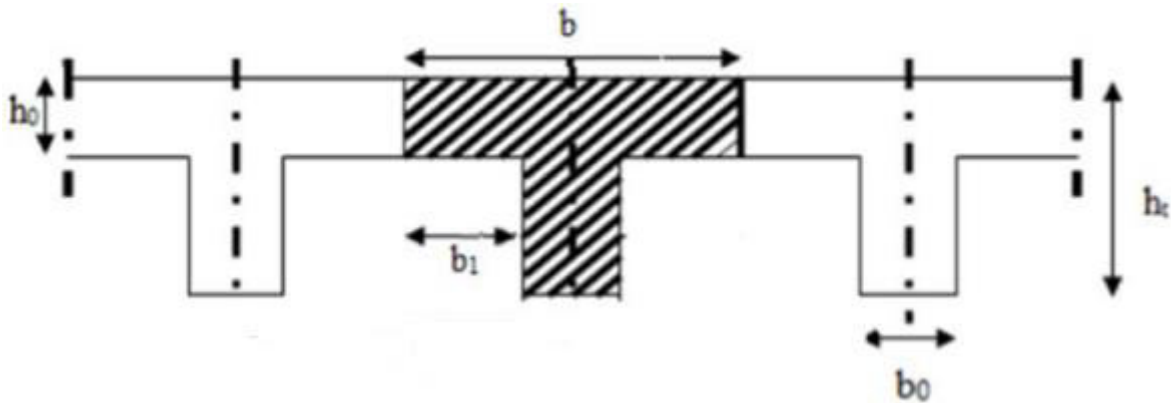


Figure II.2: Poutrelles en T

Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0 = (8 - 14)$ cm, la largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

Soit : $b_0 = 12$ cm

$$b = 65\text{cm} ; h_0 = 5\text{cm} ; h_1 = 16\text{cm} ; h_t = 21\text{cm}$$

$$b = b_0 + 2 b_1$$

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

Avec, L : la portée la plus petite

Sens 1 —————

$$L = 3.1 \text{ m}$$

$$b_1 = \min (26.5 ; 31) = 26.5 \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 26.5$ et $b_0 = 12$ cm

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

Sens 2 —————

$$L = 4.3 \text{ m}$$

$$b_1 = \min (26.5 ; 43) = 26.5 \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 26.5$ et $b_0 = 12$ cm

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

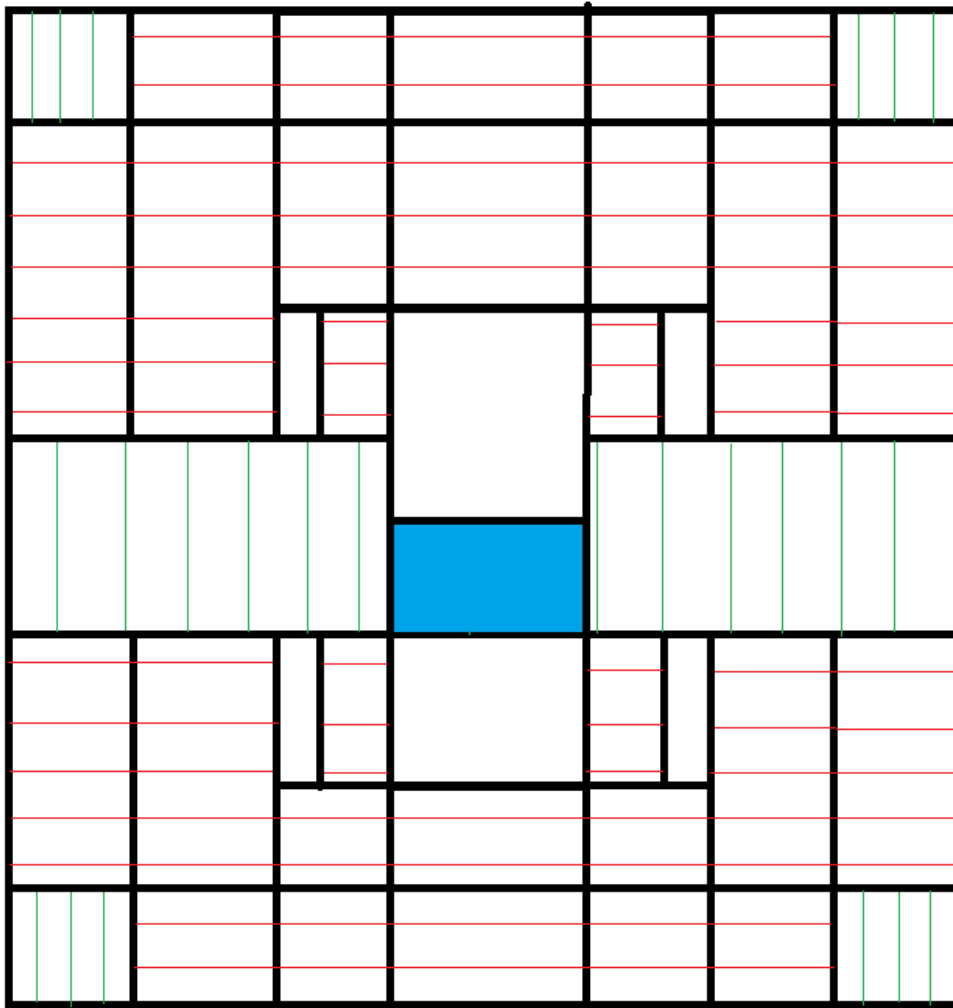


Figure II.3: Types de poutrelles pour un Etage courant

II.3 Pré dimensionnement des poutres principales :

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

$$\frac{565}{15} \leq h \leq \frac{565}{10}$$

$$37.67 \leq h \leq 56.5$$

On choisit $h = 50$ cm

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

$$\frac{30}{5} \leq b \leq \frac{30}{2}$$

$$6 \leq b \leq 15$$

Le minimum : $b = 25$ cm

On prend 25 cm donc on a une poutre de $(25*50)$ cm²

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

La structure est entièrement contreventée par des voiles avec un plancher corps creux.

Le pré dimensionnement des voiles en béton arme se fait selon les règles RPA99

Notre bâtiment est situé à Tlemcen (zone I)

Nombre d'étages ≥ 5 \longrightarrow 9 étages

Hauteur ≥ 17 m \longrightarrow 43.98 m

$$L \geq 4a$$

L : longueur de voile

a : épaisseur de voile

$$a \geq h_e / 20$$

h_e : hauteur d'étage

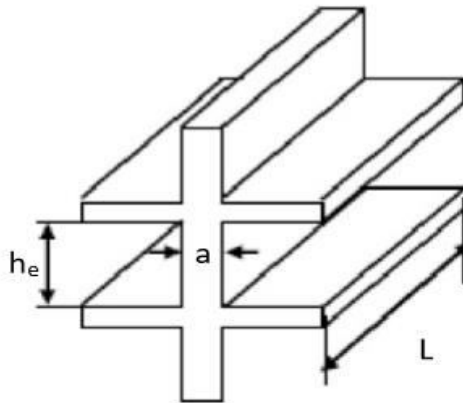


Figure II.4: Coupe de voile

Sous-sol (2)

$$h_e = 2,78 \text{ m} \quad a \geq 2.78/20 = 0.139 \text{ m}$$

Sous-sol (1)

$$h_e = 3.35 \text{ m} \quad a \geq 3.35/20 = 0.1675 \text{ m}$$

Rdc

$$h_e = 3.9 \text{ m} \quad a \geq 3.9/20 = 0.195 \text{ m}$$

Les étages (1 - 8)

$$h_e = 3.3 \text{ m} \quad a \geq 3.3/20 = 0.165 \text{ m}$$

L'étage (9)

$$h_e = 3.32 \text{ m} \quad a \geq 3.32/20 = 0.166 \text{ m}$$

La terrasse

$$h_e = 3.31 \text{ m} \quad a \geq 3.31/20 = 0.166 \text{ m}$$

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

Vérification de longueur

$$L \geq 4 a$$

$$L \geq 128 \text{ cm}$$

Tous les voiles ont une longueur supérieure ou égale à 128 cm.

II.5 La descente des charges

La descente des charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure.

II.5 .1 RDC et Etage courant :

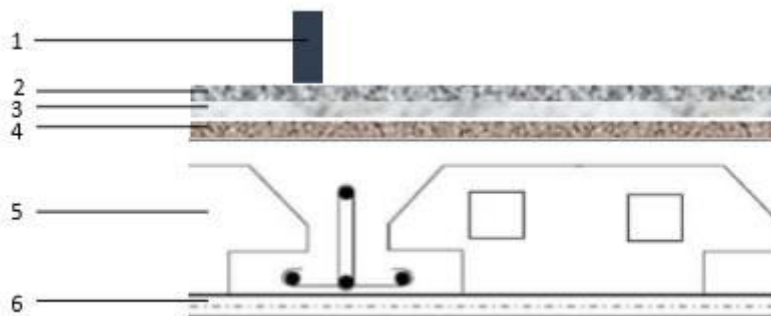


Figure II.5: Plancher étage courant

Tableau II.1 : Descente de charge d'un étage courant

	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1. Cloison intérieure	10	1
2. Carrelage	2	0.4
3. Mortier de pose	2	0.4
4. Couche de sable	2	0.36
5. Corps creux	(16+5)	3.1
6. Enduit en plâtre	1.5	0.15
Charge permanente		5.41
Charge d'exploitation		1.5

II.5 .2 Loggia :

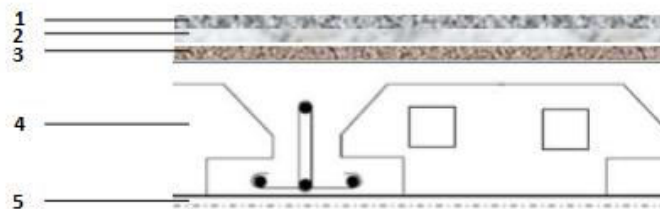


Figure II.6: Plancher Loggia

Chapitre II : Descente des charges et Pré dimensionnement

Tableau II.2 : Descente de charge d'une loggia

	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1. Carrelage	2	0.4
2. Mortier de pose	2	0.4
3. Couche de sable	2	0.36
4. Corps creux	(16+5)	3.1
5. Enduit en plâtre	1.5	0.15
Charge permanente		4.41
Charge d'exploitation		1.5

II.5 .3 Terrasse accessible :

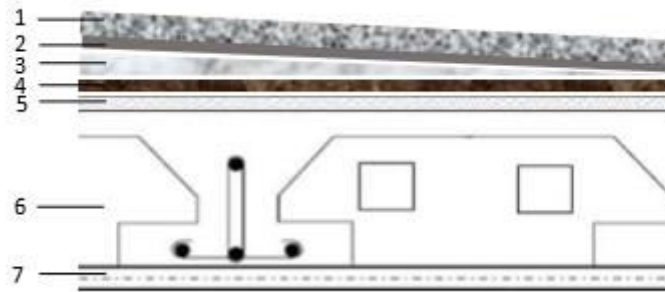


Figure II.7: Plancher terrasse accessible

Tableau II.3 : Descente de charge de la terrasse accessible

	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1. Carrelage	2	0.4
2. Mortier de pose	2	0.4
3. Forme de pente	10	2
4. Couche de sable	2	0.36
5. Etanchéité multicouche	2	0.12
6. Corps creux	(16+5)	3.1
7. Enduit en plâtre	1.5	0.15
Charge permanente		6.53
Charge d'exploitation		1.5

II.5 .4 Terrasse inaccessible :

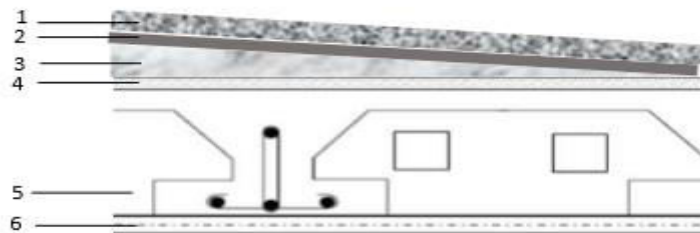


Figure II.8: Plancher terrasse inaccessible

Chapitre II : Descente des charges et Pré dimensionnement

Tableau II.4 : Descente de charge de la terrasse inaccessible

	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1. Protection en gravillons	5	1
2. Etanchéité multicouche	2	0.12
3. Forme de pente	10	2
4. Isolation thermique	2	0.1
5. Corps creux	(16+5)	3.1
6. Enduit en plâtre	1.5	0.15
Charge permanente		6.47
Charge d'exploitation		1

II.5 .5 2^{ème} sous-sol (Caves) :

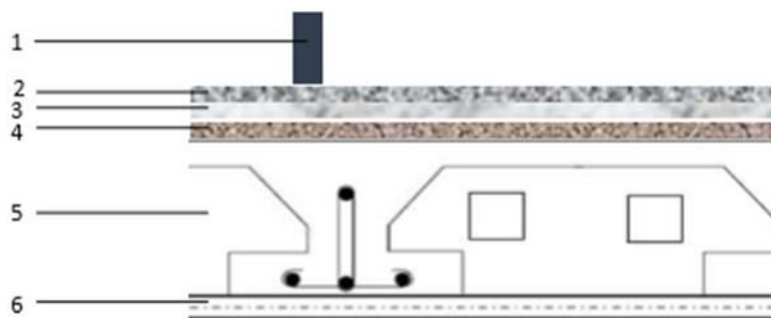


Figure II.9: Plancher 2eme sous sol caves

Tableau II.5 : Descente de charge de 2^{ème} sous-sol

	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1. Cloison intérieure	10	1
2. Carrelage	2	0.4
3. Mortier de pose	2	0.4
4. Couche de sable	2	0.36
5. Corps creux	(16+5)	3.1
6. Enduit en plâtre	1.5	0.15
Charge permanente		5.41
Charge d'exploitation		2.5

II.5 .6 1^{er} sous-sol (Garages et caves):

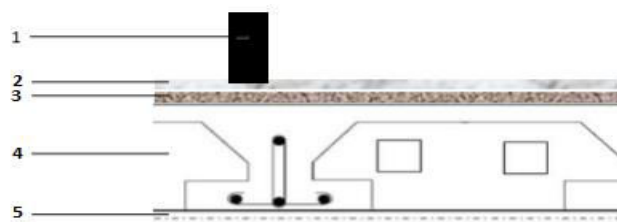


Figure II.10: Plancher 1^{er} sous sol Garages et caves

Chapitre II : Descente des charges et Pré dimensionnement

Tableau II.6 : Descente de charge de 1^{er} sous-sol

	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1. Cloison intérieure	10	1
2. Carrelage	2	0.4
3. Mortier de pose	2	0.4
4. Couche de sable	2	0.36
5. Corps creux	(16+5)	3.1
6. Enduit en plâtre	1.5	0.15
Charge permanente		5.41
Charge d'exploitation		2.5

II.5 .7 Murs extérieurs :



Figure II.11: Murs extérieurs

Tableau II.7 : Descente de charge des murs extérieurs

	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1. Enduit extérieur (ciment)	2	0.27
2. Brique creuse 15 cm	15	1.35
4. Brique creuse 10 cm	10	0.9
5. Enduit intérieure (plâtre)	2	0.24
Charge permanente		2.76

Chapitre ③

Etude de plancher

III Etude de plancher :

III.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux, ils ont un rôle important dans la structure, ils supportent les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs. Les planchers sont en corps creux 16+5 associés à des poutrelles coulées sur place disposées suivant la petite portée. On peut aussi considérer les corps creux comme un poids mort (n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage).

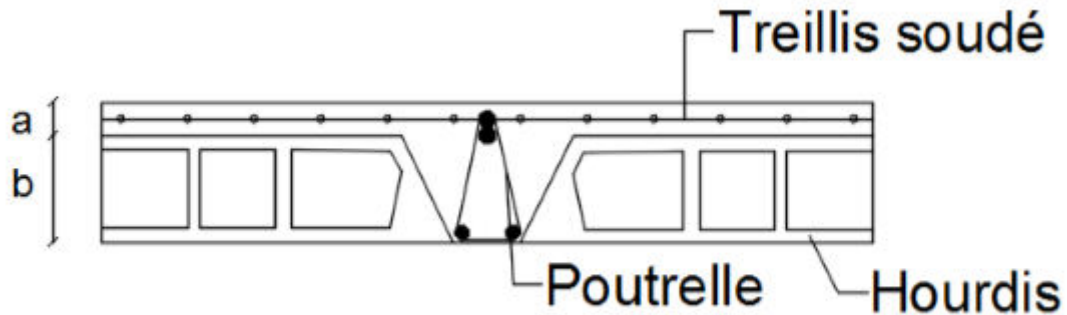


Figure III.1 : Disposition des armatures dans un plancher corps creux

a : épaisseur de la dalle de compression

b : épaisseur d'hourdis

a+b : épaisseur de plancher

III.2 Etude de poutrelles :

Dans notre structure on a 7 types de poutrelles.

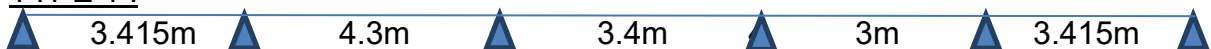
On va déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants dans chaque type par logiciel SAP et la méthode des trois moments.

On va utiliser les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants pour trouver le ferrailage des armatures dans chaque type d'étage.

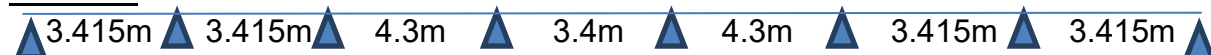
- Les poutrelles sont en section T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales.

➤ Types de poutrelles :

TYPE 1 :



TYPE 2 :



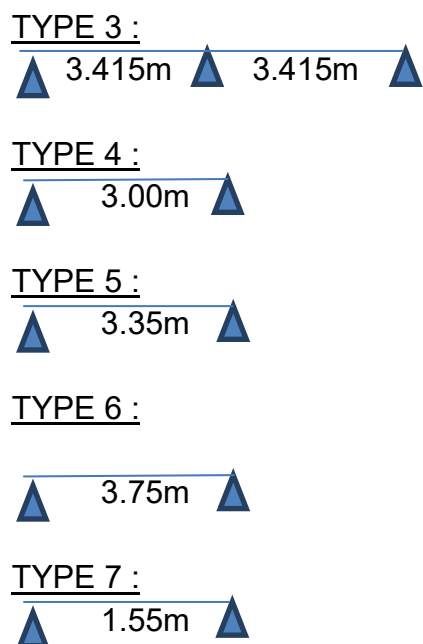


Figure III.2 : Type de poutrelles

III.3 Détermination des efforts internes :

Il y a sept types de poutrelles, on a déterminé les efforts internes pour le 3^{ème} type pour l'étage courant par la méthode des trois moments et les autres types sont calculés directement par le logiciel **SAP2000**.

Tableau III.1 : Différentes charges appliquées sur les poutrelles

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Combinaison d'action	
			ELU (KN/ml) Qu= b(1,35G+1,5Q)	ELS (KN/ml) Qs=b(G+Q)
2 ^{ème} sous sol	5.41	2.5	7.18	5.14
1 ^{er} sous sol	5.41	2.5	7.18	5.14
RDC et Etage (1-9)	5.41	1.5	6.20	4.49
Terrasse accessible	6.53	1.5	7.19	5.21
Terrasse inaccessible	6.47	1	6.65	4.85

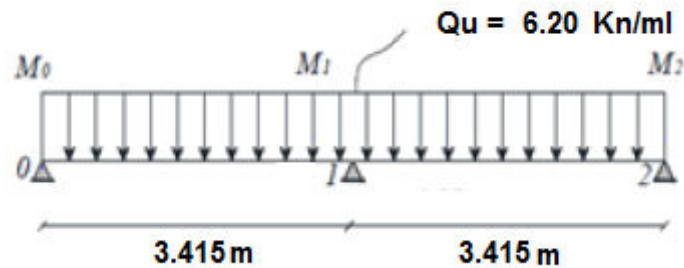
❖ **Méthode des trois moments :**

- **ELU :**

L'équation des trois moments s'écrit comme suit :

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

Supposant $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$



$$(3.415 \times M_0) + 2 \times (3.415 + 3.415) \times M_1 + 3.415 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

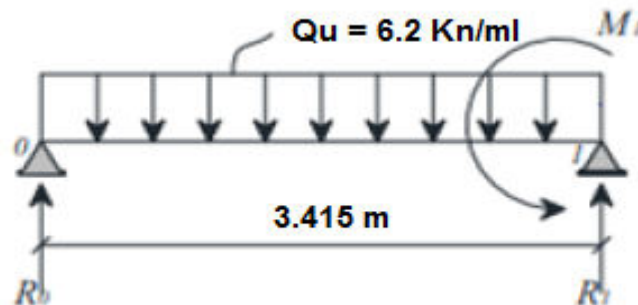
$$13.66M_1 + 6A_1 = 0$$

Calcul de A1, M1:

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

On fait le calcul pour une travée :

Travée 0-1 :



$$MF/0 = 0$$

$$-R_{1g} \times (3.415) + 2/3 \times 3,415[6.20 \times (3,415)^2 / 8] \times 3,415/2 = 0$$

$$R_{1g} = 10.28 \text{ KN.}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d} = 2 R_{1g} = 20.57 \text{ KN}$$

$$A_1 = 20.57 \text{ KN}$$

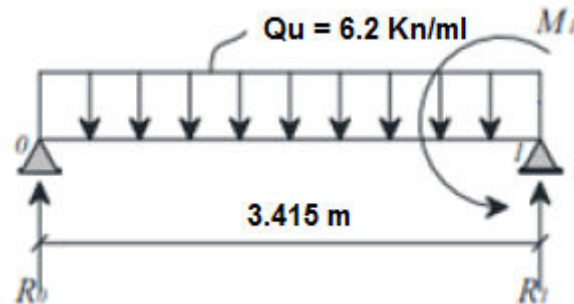
$$13.66M_1 + 6A_1 = 0$$

$$M_1 = -6(20.57)/13.66 = -9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -9.03 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant et le moment fléchissant en travée :

Travée 1-2 :



$$R_1 + R_2 = qu.L_2$$

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_1 \cdot R_2 - (qu.L^2/2) - M_1 = 0.$$

$$R_1 = 7.94 \text{ KN}$$

$$R_2 = 13.233 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_0.x - qu.x^2/2$$

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

$$M(3.415) = -9.03 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - qu.x$$

$$T(0) = 7.94 \text{ KN}$$

$$T(3.415) = -13.233 \text{ KN}$$

M_{\max} :

$$\text{Si } T(x) = 0$$

$$x = R_1 / qu$$

$$x = 1.28 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 5.08 \text{ KN.m}$$

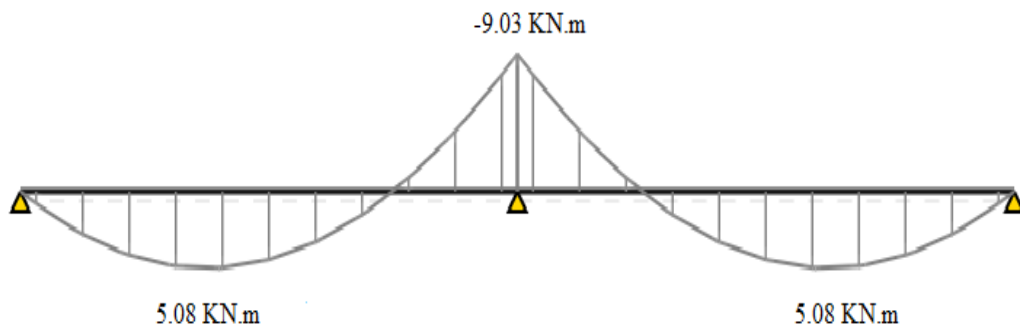


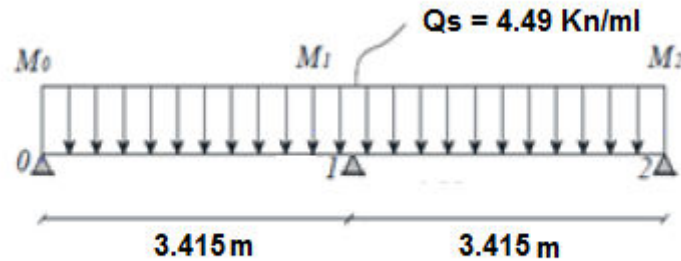
Figure III.3 : Diagramme de moment fléchissant en ELU

- **ELS :**

L'équation des trois moments s'écrit :

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

$$M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$$



$$3.415M_0 + 2 \times (3.415 + 3.415) \times M_1 + 3.415 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

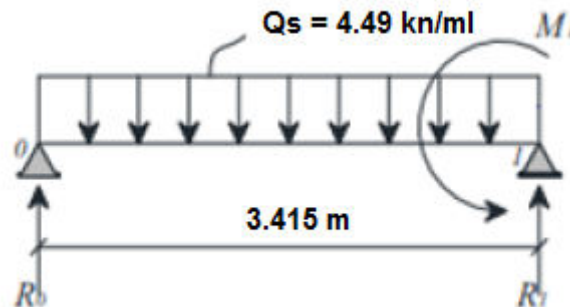
$$13.66M_1 + 6A_1 = 0$$

Calcul de A1, M1:

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

On fait le calcul pour une seule travée :

Travée 0-1 :



$$M_{F/0} = 0$$

$$-R_{1g} \times (3.415) + \frac{2}{3} \times 3,415 [4.49 \times (3,415)^2 / 8] \times 3,415 / 2 = 0$$

$$R_{1g} = 7.45 \text{ KN.}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d} = 2R_{1g} = 14.90 \text{ KN}$$

$$A_1 = 14.90 \text{ KN}$$

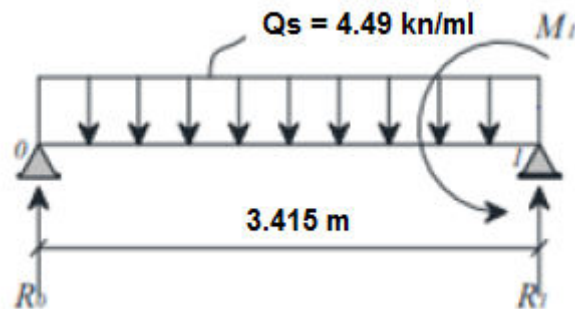
$$13.66M_1 + 6A_1 = 0$$

$$M_1 = -6(14.90) / 13.66 = -6.54 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -6.54 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant et le moment fléchissant en travée :

Travée 1-2 :



$$R_1 + R_2 = q_s \cdot L_2.$$

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_1 \cdot R_2 - (q_s \cdot L^2/2) - M_1 = 0.$$

$$R_1 = 5.75 \text{ KN}$$

$$R_2 = 9.58 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_s \cdot x^2/2$$

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

$$M(3.415) = -6.54 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - q_s \cdot x$$

$$T(0) = 5.75 \text{ KN}$$

$$T(3.415) = -9.58 \text{ KN}$$

M_{\max} :

$$\text{Si } T(x) = 0$$

$$x = R_1 / q_s$$

$$x = 1.28 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 3.68 \text{ KN.m}$$

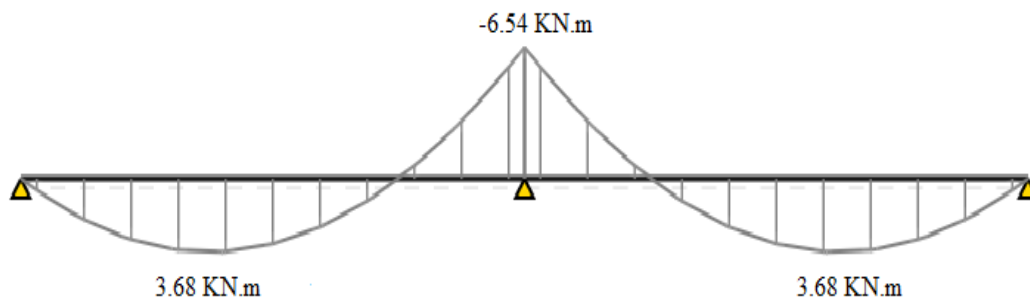


Figure III.4 : Diagramme de moment fléchissant en ELS

- ✓ Les moments fléchissants et les efforts tranchants des autres types sont calculés par SAP2000 et représentés dans les tableaux suivants :

Type 1 :

Tableau III.2 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 1

Plancher	ELU			ELS		
	M trav max	M app max	T max	M trav max	M app max	T max
2 eme sous-sol	7.34	-11.85	-16.79	5,35	-8.63	-12.23
1 er sous-sol	7.34	-11.85	-16.79	5,35	-8.63	-12.23
RDC	6.39	-10.30	-14.60	4.71	-7.61	-10.78
Etage 1-9	6.39	-10.30	-14.60	4.71	-7.61	-10.78
Terrasse	7.35	-11.87	-16.82	5.42	-8.74	-12.39

Type 2 :

Tableau III.3 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 2

Plancher	ELU			ELS		
	M trav max	M app max	T max	M trav max	M app max	T max
2 eme sous-sol	7.38	-9,97	-16.23	5,38	-7.26	-11.82
1 er sous-sol	7.38	-9,97	-16.23	5,38	-7.26	-11.82
RDC	6.42	-8.67	-14.11	4.74	-6.40	-10.42
Etage 1-9	6.42	-8.67	-14.11	4.74	-6.40	-10.42
Terrasse	7.39	-9.99	-16.25	5.45	-7.36	-11.97

Type 4 :

Tableau III.4 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 4

Plancher	ELU			ELS		
	M trav max	M app max	T max	M trav max	M app max	T max
2 eme sous-sol	7.38	-9,97	-16.23	5,38	-7.26	-11.82
1 er sous-sol	7.38	-9,97	-16.23	5,38	-7.26	-11.82
RDC	6.42	-8.67	-14.11	4.74	-6.40	-10.42
Etage 1-9	6.42	-8.67	-14.11	4.74	-6.40	-10.42
Terrasse	7.39	-9.99	-16.25	5.45	-7.36	-11.97

Type 5 :

Tableau III.5 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 5

Plancher	ELU			ELS		
	M trav max	M app max	T max	M trav max	M app max	T max
2 eme sous-sol	7.38	-9,97	-16.23	5,38	-7.26	-11.82
1 er sous-sol	7.38	-9,97	-16.23	5,38	-7.26	-11.82
RDC	6.42	-8.67	-14.11	4.74	-6.40	-10.42
Etage 1-9	6.42	-8.67	-14.11	4.74	-6.40	-10.42
Terrasse	7.39	-9.99	-16.25	5.45	-7.36	-11.97

Type 6 :

Tableau III.6 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 6

Plancher	ELU			ELS		
	M trav max	M app max	T max	M trav max	M app max	T max
2 eme sous-sol	13.21	-9,97	-14.09	9.61	-7.26	-11.82
1 er sous-sol	13.21	-9,97	-14.09	9.61	-7.26	-11.82
RDC	11.49	-8.67	-12.25	8.47	-6.40	-10.42
Etage 1-9	11.49	-8.67	-12.25	8.47	-6.40	-10.42
Terrasse	13.22	-9.99	-14.10	9.75	-7.36	-11.97

Type 7 :

Tableau III.7 : Moments et efforts tranchants poutrelle type 7

Plancher	ELU			ELS		
	M trav max	M app max	T max	M trav max	M app max	T max
2 eme sous-sol	7.38	-9,97	-16.23	5,38	-7.26	-11.82
1 er sous-sol	7.38	-9,97	-16.23	5,38	-7.26	-11.82
RDC	6.42	-8.67	-14.11	4.74	-6.40	-10.42
Etage 1-9	6.42	-8.67	-14.11	4.74	-6.40	-10.42
Terrasse	7.39	-9.99	-16.25	5.45	-7.36	-11.97

III.4 Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)

Pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles, on utilise les moments fléchissant et les efforts tranchants maximums.

Dans ce projet on a plusieurs types de poutrelles, donc on prend un seul type « **Type 6** » comme exemple de calcul au niveau du plancher 2^{ème} étage pour les autres types les résultats sont présentées dans un tableau récapitulatif.

a. ELU :

- En Travée

$$M_{\max} = 13.21 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.65 \text{ m} \quad h_0 = 0.05 \text{ m} \quad d' = 0.021 \text{ m} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$b_0 = 0.05 \text{ m} \quad d = 0.189 \text{ m} \quad f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa} \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$M_u = 13.21 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9.61 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t = 0.65 * 0.05 * 14.17 * 10^6 \left(0.189 - 0.05/2 \right)$$

$$M_t = 75.53 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_u$ La table est entièrement comprimée.

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

$$\mu_u = 13.21 * 10^3 / (0.65 * 0.189^2 * 14.17 * 10^6)$$

$$\mu_u = 0.007$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_R \geq \mu_u$$

Armature simple

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

$$\alpha = 0.008$$

$$z = d \left(1 - 0,4\alpha \right)$$

$$z = 0.189 \left(1 - 0,4 * 0.051 \right)$$

$$z = 0.188 \text{ m}$$

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

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

$$\sigma_{st} = 400 / 1.15$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 13.21 * 10^3 / (0.188 * 347.83 * 10^6)$$

$$A_{st} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Section de T

$$(0,65 * 0,05) + (0,12 * 0,16)$$

$$L'aire = 0,0517 \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% * 0,0517 = 2,585 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% * 0,0517 = 20,68 \text{ cm}^2$$

On dimensionne avec A_{min}

$$A_{st} \text{ choisit} = 2T16 (4.02 \text{ cm}^2)$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad A_s = 4.02 \geq \max (1.625; 1.765) \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$M_{max} = 11.85 \text{ kN.m}$$

$$M_{max} < M_t \quad h=0,21\text{m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

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

$$\mu_u = 0.04$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_R \geq \mu_u$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire. La section est à simple armature

Armature simple

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

$$\alpha = 0.2737$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0.189(1 - 0,4 * 0.2737)$$

$$z = 0.1683 \text{ m}$$

$$A_{st} = 11.85 * 10^3 / (0.1683 * 347.83 * 10^6)$$

$$A_{st} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 13.21 * 10^3 / (0.1851 * 347.83 * 10^6)$$

$$A_{st} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisit} = 2T14 (3.08 \text{ cm}^2)$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad A_s = 3.08 \geq \max (0.3; 0.32) \text{ cm}^2$$

a. ELS :

- En travée :

$$M_{smax} = 9.61 \text{ kN.m}$$

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

$$x = \frac{15(4.02 \cdot 10^{-4})}{0.65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0.65 \cdot 4.02 \cdot 10^{-4}}{15(4.02 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0.05066 \text{ m}$$

$$h_0 \leq x$$

AN dans la nervure

$$I = \frac{bx^2}{3} - \left(\frac{b-b_0}{3} \right) (x-h_0)^3 + n \cdot A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{0.65 \cdot 0.05066^3}{3} - \left(\frac{0.65-0.12}{3} \right) (0.05066-0.05)^3 + 15 \cdot 4.02 \cdot 10^{-4} (0.189-0.05066)^2$$

$$I = 1.4357 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.61 \cdot 10^3 \cdot 0.05066}{1.4357 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 3.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \cdot 9.61 \cdot 10^3 \cdot (0.05066 - 0.021)}{1.4357 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_{sc} = 29.77 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot 9.61 \cdot 10^3 \cdot (0.189 - 0.05066)}{1.4357 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 138.96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{bc} = 0,6 \cdot f_{bc}$$

$$\sigma'_{bc} = 0,6 \cdot 25$$

$$\sigma'_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

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

$$\eta = 1,6 \text{ (haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6$$

$$f_{t28} = 0,06 \cdot 25 + 0,6$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right)$$

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

$$\sigma'_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{bc} \geq \sigma_{bc} \text{ cv}$$

$$\sigma'_{st} \geq \sigma_{st} ; \sigma_{sc} \text{ cv}$$

Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{14.09 \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot 0.189}$$

$$\tau_u = 0.621 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min} \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min} (3.3 ; 5 \text{ MPa}) \quad \tau_{ul} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \tau_{ul} \quad \text{CV}$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} (\phi_l ; h/35 ; b_0/10) = \text{min} (1.2 ; 21/35 ; 12/10)$$

$$\phi_t \leq 0.6$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ cm}$

Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 V2003:

Zone Nodale :

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\phi_l ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (15/4 ; 12 \times 1.2 ; 30 \text{ cm})$$

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

Zone courante :

$$St \leq h/2 = 25/2$$

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

Condition de non fragilité:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right)$$

$$0.94 \geq (0.311 ; 0.4)$$

$$0.94 \geq 0.311 \quad \text{CV}$$

Vérification au glissement :

$$V_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0 \quad \text{[BAEL91]}$$

Avec :

$$M_u = 8.63 \text{ KN.m} ; V_u = 10.26 \text{ KN}$$

$$-40.734 \leq 0 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis

Calculer de l'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6(\psi)^2 f_{ij} \quad (\psi = 1,5 \text{ acier HA})$$

$$\tau_s = 0.6(1.5)^2 2.1$$

$$\tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \cdot 400}{4 \cdot 2.835}$$

$$L_s = 49.383 \text{ cm} = 493 \text{ mm}$$

On adopte un crochet à 90°

$$(\alpha = 1,87 ; \beta = 2.1)$$

$$R = 5.5\phi \text{ (acier HA)}$$

$$R = 7.7 \text{ cm} = 77 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L_2 = L_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r$$

$$\text{Avec } L_1 = 10\phi = 10 \times 1,4 = 14 \text{ cm} = 140 \text{ mm} \quad (\text{Règle CBA})$$

$$L_2 = 493 - (1.87 \times 140) - (2.19 \times 66)$$

$$L_2 = 124.06 \text{ mm}$$

$$L_2 \geq 124,06 + 66 + 7$$

$$L_2 \geq 197.06 \text{ mm}$$

On prend : $L = 20 \text{ cm}$

Tableau d'ancrage des armatures :

Tableau III.8 : Ancrage des armatures

ϕ (mm)	τ_s (MPa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	R (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
14	2.835	49.383	14	7.7	12.406	20
16	2.835	57.300	16	8.8	13.210	20

Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles:

Tableau III.9 : ferrailage des poutrelles

Niveau	Armature longitudinale		Armature transversale	espacement	
	travée	Appuis		Zone nodale (cm)	Zone courant (cm)
2 eme sous-sol	2T16	2T14	Ø6	5	10
1 er sous-sol	2T16	2T14	Ø6	5	10
RDC	2T14	2T12	Ø6	5	10
Etage 1-9	2T14	2T12	Ø6	5	10
Terrasse	2T16	2T14	Ø6	5	10

Chapitre ④

Etude des éléments
secondaires

IV.1 Escalier :

IV.1.1 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 de secours importante en cas d'incendie.

IV.1.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume ou se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

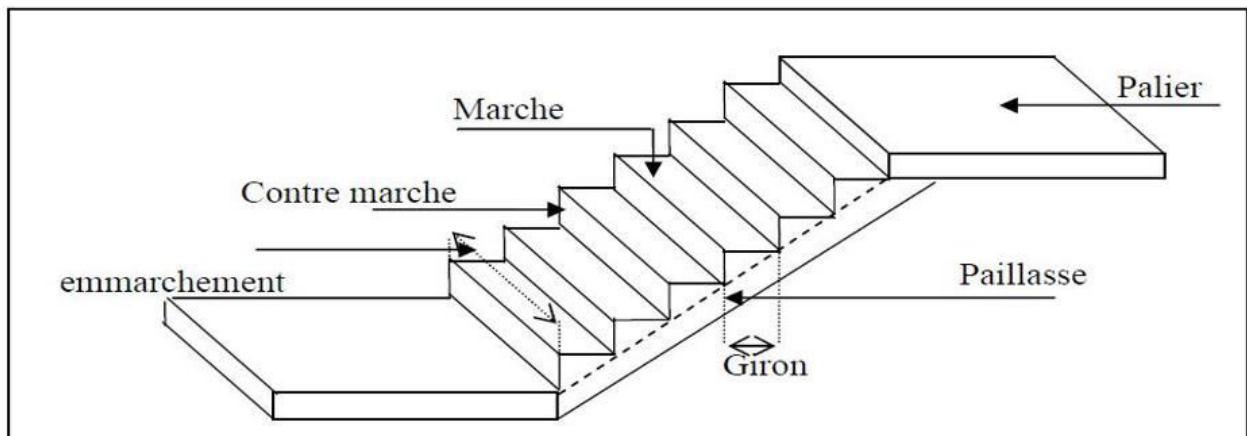


Figure IV.1 : Schéma d'escalier

IV.1.3 Pré-dimensionnement :

Pour assurer le confort ; on vérifie généralement la formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$.

-La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure correspond à des locaux publics.

-h : Hauteur de contre marche.

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}.$$

-g : Giron ou la largeur de la marche.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$.

On prend : $h=17 \text{ cm}$; $g=30 \text{ cm}$

Donc : $59\text{cm} \leq 2h+g=64 \text{ cm} \leq 66\text{cm}$.

-n : nombre de contremarche.

$$n = H/h$$

H = Hauteur entre deux niveaux.

-n' : nombre de marche

$$n'=n - 1$$

-La longueur de la ligne de foulée.

$$L=g \cdot n'$$

Tableau IV.1 : Dimensions des escaliers des différents niveaux

Niveau	H (m)	h (m)	N	n'	g (m)	L(m)	L'embranchement (m)
Sous-sol 2	2.78	0.17	17	16	0.3	4.8	1.55
Sous-sol 1	3.35	0.17	20	19	0.3	5.7	1.55
RDC	3.9	0.17	23	22	0.3	6.6	1.55
Etage courant	3.3	0.17	20	19	0.3	5.7	1.50

IV.1.4 Descente de charge de l'escalier :

- Paillasse :

Tableau IV.2 : Descente de charge paillasse

	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
Enduit on plâtre	2	0.2
Béton arme	$(15+17/2) = 23.5$	5.875
Mortier	2	0.4
Carrelage	2	0.4
Charge permanente		6.875
Charge d'exploitation		2.5

- Palier :

Tableau IV.3 : Descente de charge palier

	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
Enduit on plâtre	2	0.2
Béton arme	15	3.75
Mortier	2	0.4
Carrelage	2	0.4
Charge permanente		4.75
Charge d'exploitation		2.5

Les données :

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

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$\alpha = \text{arc tan} (h/g) = \text{arc tan} (17/30)$$

$$\alpha = 29,54$$

$$\text{épaillage} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{On à : } G_{\text{paillage}} = 6.875 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{On à : } G_{\text{palier}} = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

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

IV.1.5 Calcul de ferrailage :

On va utiliser l'escalier de RDC pour trouver le ferrailage parce qu'il est le plus défavorable

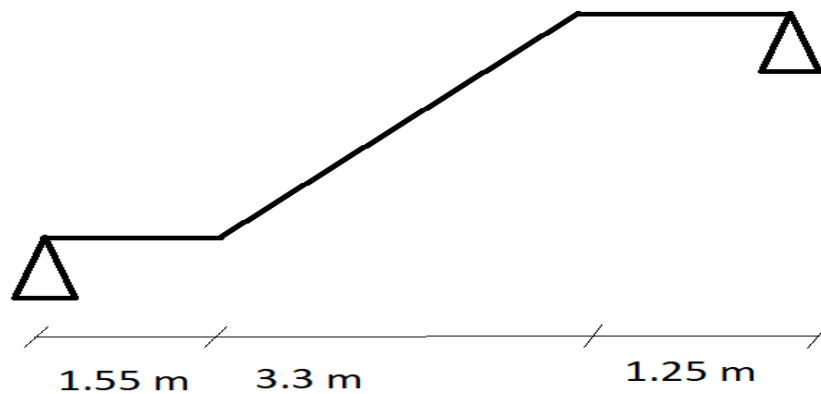


Figure IV.2 : Schéma d'escalier RDC

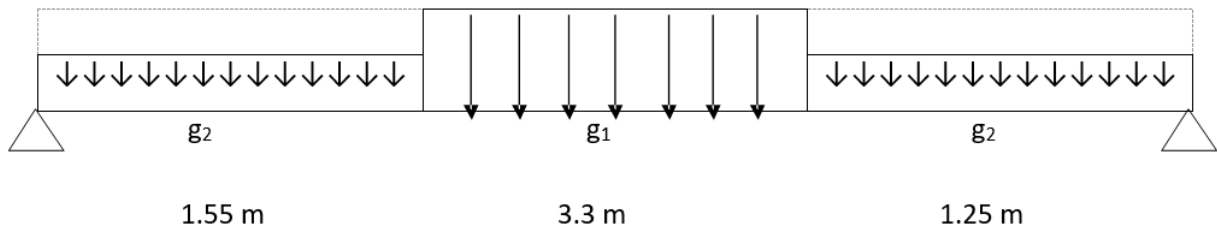


Figure IV.3 : Schéma statique de l'escalier

$$g_1 = 6.875 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 = 4.75 \text{ kN/m}^2$$

Détermination du ferrailage :

A partir SAP2000 les moments en ELU et ELS :

$$M_u = 69.24 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 49.74 \text{ kN.m}$$

- **ELU** :

Travée :

$$\mu_u = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bc}) = 69.24 \times 10^{-3} / (1.2 (0.9 \times 0.17)^2 (0.85 \times 25 / 1.5))$$

$$\mu_u = 0,174 < \mu_R = 0,392 \leftrightarrow \text{Section Simple Armature.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,174})$$

$$\alpha = 0,24$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times 0,17 (1 - 0,4 \times 0,24)$$

$$Z = 0,116 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{69.24 \times 10^{-3}}{0.116 \times 400 / 1.15}$$

$$A_{st} = 17.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5 \% 1.2 \times 0,17 = 10.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4 \% 1.2 \times 0,17 = 81.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{st} > A_{min} \leftrightarrow \text{on prend : } A_{st} = 17.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } \leftrightarrow 7T20 = 21.99 \text{ cm}^2$$

Appui :

$$M_{ut} = 24,78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,5 M_{\max} = 12,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 0,029 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (Asc=0)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,037$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,31$$

$$\rightarrow A_{st} = M_t / z \cdot \sigma_{st} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ; $A_s \text{ appui} = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition non fragilité :

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

$$3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **ELS :**

Travée :

$$\frac{bx^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

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

On à : $A_{sc} = 0$

$$X = 15 \frac{21,99}{120} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 120 (0,9 \times 17 \times 21,99)}{15 (21,99)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 6,83 \text{ cm}$$

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

$$I = 120 \times \frac{6,83^3}{3} + 15 \times 21,99 (0,9 \times 17 - 6,83)^2$$

$$I = 3,83 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{49,74 \times 10^{-3} \times 6,83 \times 10^{-2}}{3,83 \times 10^{-4}} = 8,87 \text{ MPa}$$

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

$$\delta_{bc} < \delta'_{bc} \rightarrow CV$$

$$\delta_{sc} = \frac{n M_s (x-d')}{I} = \frac{15 \times 49.74 \times 10^{-3} (6.83 \times 10^{-2} - 0,1 \times 0,17)}{3.83 \times 10^{-4}} = 99.935 \text{ MPa}$$

$$\delta'_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f t_{28}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\delta'_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\delta_{sc} < \delta'_{st} \rightarrow CV$$

Appui :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

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

Les contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s x}{I}$$

$$\delta_{st} = \frac{n M_s (x-d')}{I}$$

Tableau IV.4 : Vérification des contraintes en appui

Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
			σ_{bc}	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	
22.32	12.001	33024,75	σ_{bc}	2.44	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	CV
			σ_{st}	94.84	$\bar{\sigma}_{st}$	266.66	CV

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = T / b * d$$

$$= 0.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

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

Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99 V2003 :

Dans la zone nodale :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_i ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (8.75 ; 14.4 ; 30 \text{ cm})$$

On prend $st = 8 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$$S't \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$S't \leq 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S't = 17 \text{ cm}$$

IV.2 Acrotère :

IV.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément réalisé en béton armé, conçu afin d'assurer « une Conjoncture » avec la forme de pente pour la protection contre l'infiltration des eaux Pluviales aussi garantir une sécurité au niveau de la terrasse « muret en bord de toit contre toute chute ».

L'acrotère est sollicité par:

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
- Un effort horizontal (Q) dû au vent engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

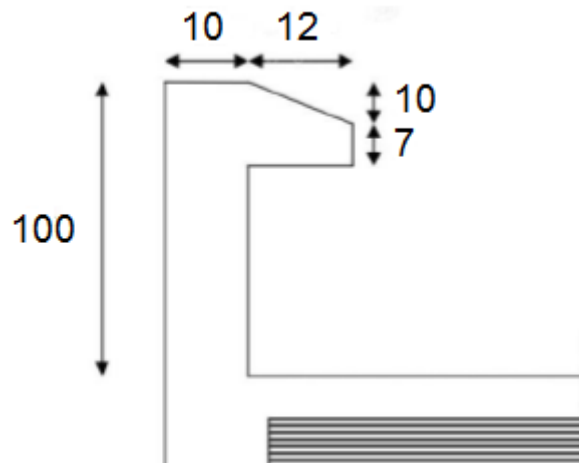


Figure IV.4 : Caractéristiques géométriques de l'acrotère

IV.2.2 Évaluation des charges :

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant:

$$\gamma b = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$S = (1 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + 0.1 \times (0.12 / 2) = 0.1144 \text{ m}^2$$

$$G = \gamma b \times S = 25 \times 0.1144$$

$$G = 2.86 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

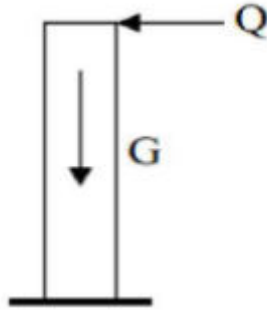


Figure IV.5 : Modèle de calcul de l'acrotère

IV.2.3 Calcul du ferrailage :

On a une section rectangulaire (100cm x 10cm) soumise à la flexion composée à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS.

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit: $A_{s'}=A_s$).

La force horizontale due à la force de séisme :

On a :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \text{ RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

A = 0,1 (groupe 2, zone I). RPA99 version 2003 (Tableau 4.1)

$C_p = 0,80$ (Élément en console). RPA99 version 2003 (Tableau 6.1)

$$W_p = 2,86 \text{ kn/ml (Poids de l'acrotère)}$$

D'où:

$$F_p = 0.915 \text{ KN /ml} \rightarrow F_p < 1.5 Q \rightarrow F_p < 1.5 \text{ KN /ml} \Rightarrow \text{CV}$$

On retient comme ferrailage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELU et l'ELS.

❖ **Évaluation des sollicitations :**

• ELU $N_u = 1.35 \times G = 3.861 \text{ KN}$ $M_u = 1.5 \times Q \times H = 1.5 \text{ KN.ml}$ $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$

• ELS $N_{ser} = G = 2.86 \text{ KN}$ $M_{ser} = Q \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.ml}$ $V_{ser} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

Tableau IV.4 : Sollicitations à ELU et ELS

	Moment [KN.m]	Effort normal [KN]	Effort tranchant [KN]
ELU	1.5	3.861	1.5
ELS	1	2.86	1.5

❖ Calcul du ferrailage à l'ELU :

L'excentricité:

« e » c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section

$$e = Mu/Nu = 1.5/3.861 = 0.388 \text{ m}$$

$$e > h/6 = 0.1/6 = 0.0167 \text{ m}$$

Section partiellement comprimée (SPC), ainsi le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

Le moment au centre de gravité des armatures inférieures ea :

$$ea = e + (d + h/2)$$

$$MA = N \times ea = N \times e + (d + h/2)$$

$$MA = N \times ea = Mu + (d - h/2)$$

$$MA = 1.5 + 3.861 \times (0.08 - 0.1/2)$$

$$Ma = 1.615 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions des domaines :

Domaine 2

$$a = (0.337h - 0.81d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 1 \times 0.1 \times 14.2$$
$$a = 0.02485$$

$$b = Nu \times (d - d') - MA / a = 3.861 \times (0.08 - 0.02) - 1.615$$
$$b = -1.383$$

$A > b$: \Rightarrow CV \Rightarrow Donc on se trouve dans le domaine 2, 3ème cas.

Flexion simple :

$$\mu = Ma / bd^2 f_{bc} = 1.615 \times 10^{-3} / 1 \times 0.08^2 \times 14.2 = 0.0177$$

$$\mu_R = 0.186$$

$\mu < \mu_R \Rightarrow$ section simplement armée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0223$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0223) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = Ma / z \cdot \sigma_s = 1.615 \times 10^{-3} / 0.079 \times 348 = 0.5874 \text{ cm}^2$$

$$A_{stu} = A_1 - Nu / \sigma_s = 0.5874 \times 10^{-4} - (3.861 \times 10^{-3} / 348) = 0.47 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e) \Rightarrow$ condition de non fragilité

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times 2.1 / 400 \quad A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$

Calcul du ferrailage à l'ELS :

On doit calculer les armatures à l'ELS et comparer avec celles trouvées à l'ELU:

$e = M_s / N_s = 1 / 2.86 = 0.34 \text{ m} > h/6 = 0.1/6 = 0.0167 \text{ m} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right] = 201.63 \text{ MPa} \implies \text{fissuration préjudiciable} \\ \eta = 1.6 \end{array} \right.$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{st}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0.527 \text{ m}$$

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 0.066 \text{ m}$$

$$y = \bar{\alpha} \cdot d = 0.527 \times 0.08 = 0.042 \text{ m}$$

$$MB = M_s + N_s \times (d - h/2) = 1 + 2.86 \times (0.08 - 0.1/2) = 1.0858$$

$$MB = 1.0858 \text{ KN.m}$$

$$A_2 = MB / z \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 1.0858 \times 10^{-3} / 0.066 \times 201.6 = 0.8160 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_2 - N_s / \sigma_s = 0.7338 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.7338 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = (A_{min}; A_{s,u}; A_{s,ser}) = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4HA8 (2.01 cm²) avec espacement de e=25cm

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{(1 \times 0.08)} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \implies CV$$

- Calcul des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{0.966}{4} = 0.2415 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA8 (2.1 cm²)** avec espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

IV.3 Ascenseur :

IV.3.1 Etude de l'ascenseur :

Définition : C'est un système composé de divers composants électriques, mécaniques et électroniques permet la mobilité des personnes entre les différents niveaux de bâtiment.

Les caractéristiques de l'ascenseur sont les suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur=140cm.

l : Largeur de l'ascenseur=110cm.

H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.

Fc : Charge due à la cuvette = 145KN.

Pm : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

Dm : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1.6\text{ m/s}$.

IV.3.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle. On a

$l_x = 2.15$ et $l_y = 2.30$ donc une surface $S = 2.15 \cdot 2.30 = 4.945 \text{ m}^2$

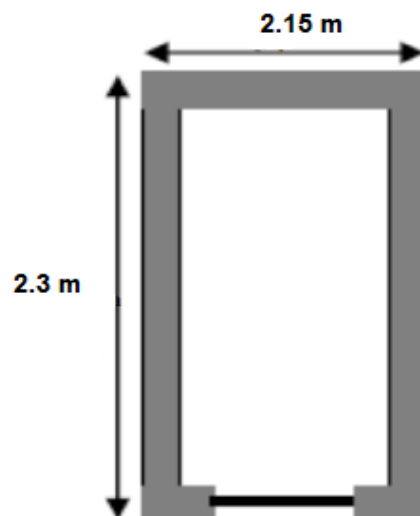


Figure IV.6 : Cage d'ascenseur

- **Cas d'une charge concentrée :** La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \cdot b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \cdot v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$A_0 \cdot b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \cdot v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

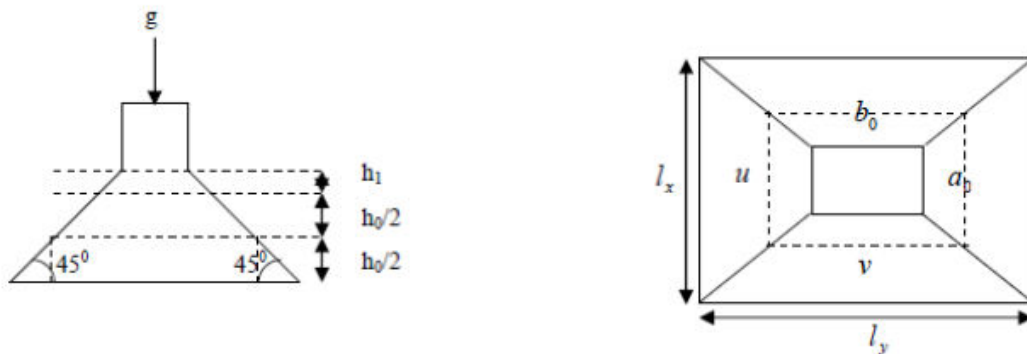


Figure IV.7 : Schéma de la surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 1.5 \cdot \xi \cdot h_r \\ v = b_0 + h_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_r \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V=1.6 \text{ m/s} \implies \begin{cases} a_0 = 150 \text{ cm} \\ b_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5 \text{ cm} \implies \xi = 1$

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm} \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.3.3 Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

M_1 : En fonction de $u/l_x = 0.83$ et $\rho=0.93$

M_2 : En fonction de $v/l_y = 0.82$ et $\rho=0.93$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1=0.058$ et $M_2=0.052$

Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU.

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } G = D_m + P_m + P_p = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.66 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 5.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.53 + 1.5 \times 1 = 10.31 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.03 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.15}{2.30} = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \Rightarrow \text{L'annexe 3.}$$

- Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.69 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Moment en travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 7.69 = 5.767 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 6.78 = 5.085 \text{ KN.m}$$

▪ Moment en appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 7.69 = 3.845 \text{ KN.m}$$

IV.3.4 Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Résultats

	<i>Mt</i> KN.m	<i>Ma</i> KN.m	<i>At.calculé</i> <i>cm²/ml</i>	<i>Aa.calculé</i> <i>cm²/ml</i>	<i>At.adopté</i> <i>cm²/ml</i>	<i>Aa.adopté</i> <i>cm²/ml</i>
Sens x	5.767	3.845	0.92	0.60	5T10=3.93	5T10=3.93
Sens y	5.085	3.845	0.80	0.60	5T10=3.93	5T10=3.93

Vérification à l'ELU :

Condition de non-fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190) = 740 \text{ cm}$$

$$q_u = 10.31 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 1110 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_{max} / b \cdot d \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = (q_u \cdot L_x \cdot L_y) / (L_x + 2 \cdot L_y) \text{ et } V_{uy} = q_u \cdot L_x / 3$$

$$V_{ux} = 7.55 \text{ KN} \text{ et } V_{uy} = 7.38 \text{ KN}$$

Donc : $V_{max} = 7.55 \text{ KN}$

$$\tau_u = 0.0419 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Espacement des barres :

$$\text{Sens } x := 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } y : St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M1 + \nu \times M2) = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M2 + \nu \times M1) = 3.75 \text{ KN.m}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.53 + 1 = 7.53 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.060 \\ \mu_y = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{L'annexe 5.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.08 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.156 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.27 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 6.27 = 4.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 3.90 = 2.92 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 5.797 = 2.89 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

En travée :

- Sens x

$$M_{tx} = 4.70 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

Vérification des contraintes :

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_s(d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 3.93(18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 58.95x - 1061.1 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 4.05 \text{ cm} \\ x_2 = -5.23 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d - x)^2 \Rightarrow I = \frac{50 \times 4.05^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (18 - 4.05)^2 = 12579 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{4.70 \times 10^{-3} \times 4.05 \times 10^{-2}}{12579 \times 10^{-8}} = 1.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 4.70 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0405)}{12579 \times 10^{-8}} = 78.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow C.V$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

- Sens y

$$M_{tx} = 2.92 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_s(d - x) = 0$$

$$x_1 = 4.05 \text{ cm} \Rightarrow I = 12579 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{2.92 \times 10^{-3} \times 4.05 \times 10^{-2}}{12579 \times 10^{-8}} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 2.92 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0405)}{12579 \times 10^{-8}} = 48.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow C.V$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Chapitre ⑤

Etude dynamique

V.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

V.2 Problématique :

La disposition des voiles dans une structure est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure. Cependant, dans le code parasismique algérien (RPA2003), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles de façon correcte.

V.3 L'Objectif :

L'objectif est de trouver la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure avec plusieurs dispositions.

V.4 Méthodes de calcul sismique :

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de la charge sismique est basée sur la "théorie dynamique du génie sismique", d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette charge que pour les facteurs qui la conditionnent. Les méthodes de calcul doivent tenir compte de la séismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V.4.1 Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées

appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'action sismique V où l'effort tranchant à la base de la construction considérée par :

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

[RPA99V2003, (4.1)]

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

V.4.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

- Le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation
- Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30 m en zones III,

V.5 Méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Elle comporte les étapes suivantes :

- Établissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

V.5.1 Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

- A : coefficient d'accélération de zone
- η: facteur de correction d'amortissement
- ξ (%): le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- Q : facteur de qualité

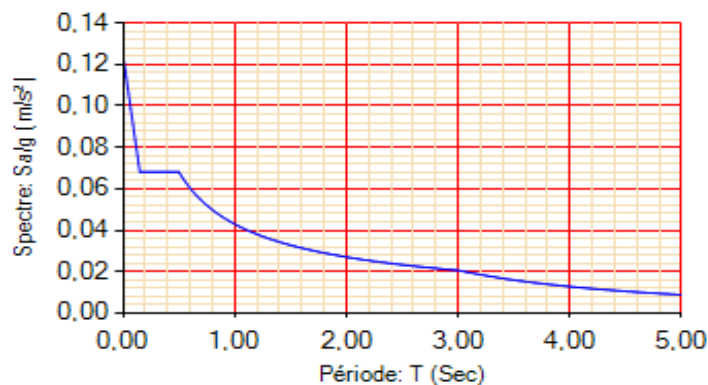


Figure V.1 : Spectre de réponse

V.6 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Son application demande un personnel bien qualifié. Lors de la réalisation des constructions en zones sismiques il faut avoir le reflex «construction parasismique» dès les premières esquisses.

V.7 Présentation 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.

V.7.1 Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable, le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

❖ Étapes de modélisation

Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre noeuds, chaque plancher a été modélisé par un diaphragme, les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans, la masse de chaque niveau est répartie sur les noeuds du niveau considéré, pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les noeuds.

- Combinaisons d'actions

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens calcul aux États Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G+Q\pm E \quad (5-1)$$

$$0.8G\pm E \quad (5-2)$$

Pour les poteaux dans les ossatures autostables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante :

$$G+Q \pm 1.2E \quad (5.3)$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

-la combinaison (5-1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

-La combinaison (5-2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques

-pour les éléments porteurs verticaux, la combinaison $G+Q\pm 1.2E$ en (5-3) a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs

- Description dynamique du projet

C'est une structure (R+9 avec deux sous-sols) contreventée par des voiles porteurs à usage d'habitation, l'implantation du bâtiment est dans un sol meuble de classe (S3), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à 0.1g.

- Choix de la disposition des voiles :

Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau. Nous avons décidé de garder la même disposition.

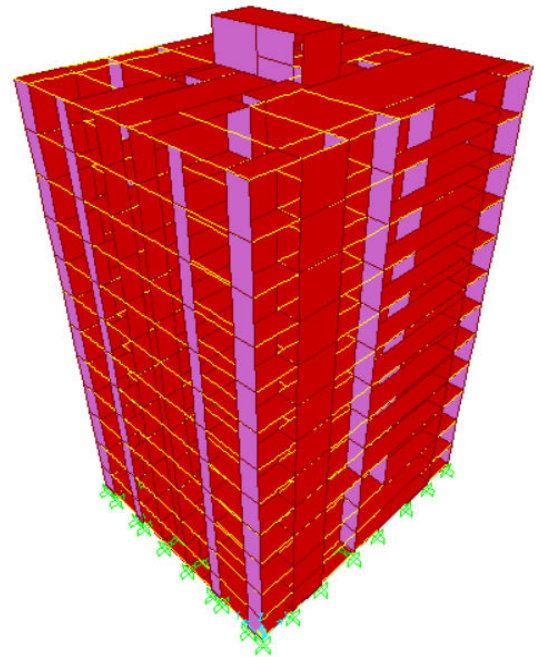
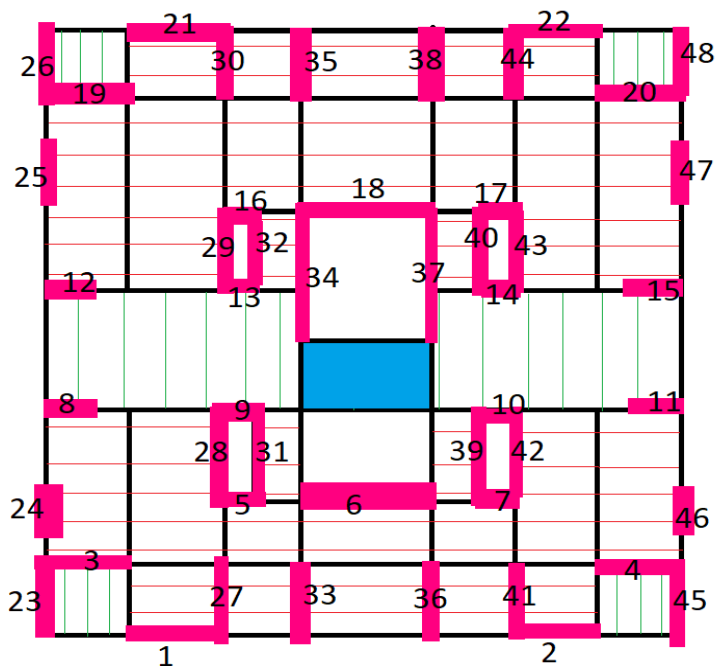


Figure V.2 : Configuration en plan et en élévation

V.7.2 Vérification du comportement dynamique :

Tableau V.1 : périodes et facteurs de participation modale

MODE	Période T (s)	Masse modale UX	Masse modale UY	Masses cumulées UX	Masses Cumulées UY
1	1.189	0	0.65667	0	0.65667
2	1.138	0.5755	0	0.57556	0.65667
3	1.027	0.0633	0	0.63886	0.65667
4	0.303	1.074E-19	0.13637	0.63886	0.79304
5	0.289	0.03061	3.81E-18	0.66947	0.79304
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
92	0.047	0.000002055	4.207E-16	0.8813	0.89878
93	0.043	0.01901	9.646E-16	0.90032	0.89878
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
98	0.063	0.01908	9.234E-15	0.91947	0.89882
99	0.076	1.474E-15	0.02076	0.91947	0.91958

Les modes 1, 2 et 3 sont des translations suivant les directions principales de la structure.

V.8 Les conditions à vérifier :

V.8.1 Art 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction (x-x) : 93 modes (90.03% de la masse sismique de la structure)

Direction (y-y) : 99 modes (91.96% de la masse sismique de la structure)

V.8.2 Art 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

La valeur de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente (RPA 2003) :

$$\begin{cases} V_{Xst} = \frac{A \times Dx \times Qx}{R} \times W_{tot} \\ V_{Yst} = \frac{A \times Dy \times Qy}{R} \times W_{tot} \end{cases}$$

Poids totale de la structure W

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

$\beta = 0.2$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

[RPA99V2003, tableau 4.5]

W : poids total de la structure : Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel de SAP2000 :

Tableau V.2 : Poids de chaque niveau calculé par SAP2000

Niveau	Poids (KN)
Sous-sol 2	5240.61
Sous-sol 1	6234.55
RDC	6498.44
1	6481.87
2	6283.08
3	6283.08
4	6283.08
5	6283.08
6	6283.08
7	6283.08
8	6283.08
9	6283.08
Terrasse accessible	5950.06
Terrasse inaccessible	340.78
Poids totale = 81010.95	

W = 81010.95 KN

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Coefficient d'accélération de zone A

$$A = 0.1$$

Le bâtiment se trouve à Tlemcen (Zone I) et groupe d'usage 2

[RPA99V2003, tableau 4.1]

Coefficient de comportement R

$$R = 3.5$$

Le bâtiment est dans cat A.2 selon RPA99V2003 (bâtiment en béton arme avec un système formé par des voiles porteurs)

[RPA99V2003, tableau 4.3]

Facteur de qualité Q

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

[RPA99V2003, 4-5]

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tableau V.3 : Valeurs de pénalités P_q

Critère q	Px	Py
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0.5	0.5
3. Régularité en plan	0.5	0.5
4. Régularité en élévation	0.5	0.5
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.5	0.5
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q_x = 1.2 \text{ et } Q_y = 1.2$$

Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

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

[RPA99V2003, (4.2)]

η : facteur de correction d'amortissement.

T : période fondamentale.

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie de site. **RPA 99** (Tableau 4.7)

ξ (%) : le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages : **$\xi = 10\%$**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$$\eta = 0.76$$

[RPA99V2003, (4.2)]

Le site est meuble, donc on aura: {T₁=0.15s et T₂=0.5s

T_C: période fondamentale

$$T_C = C_T (h_N)^{3/4}$$

h_N : la hauteur totale de la structure

$$h_N = 42.95 \text{ m}$$

C_T : le coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

C_T = 0.05 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé des palées triangulées et des murs en maçonnerie)

$$T_C = 0.05 (42.95)^{3/4}$$

$$T_C = 0.8389 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

D : Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions

$$D_x = 22.1 \text{ m}$$

$$D_y = 25.9 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \{ T_X = 0.822 \text{ s et } T_Y = 0.760 \text{ s}$$

$$T_X = \min (T_X, T_C) = \min (0.822 , 0.8389) = 0.822 \text{ s} > 0.3$$

$$T_Y = \min (T_Y, T_C) = \min (0.760, 0.8389) = 0.760 \text{ s} > 0.3$$

Puis la période fondamentale statique majorée de 30 % est:

$$T_X = 1.3 * 0.822 = 1.069 \text{ s}$$

$$T_Y = 1.3 * 0.760 = 0.988 \text{ s}$$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de Vst :

Tableau V.4 : Estimation de la période empirique

Si	la période choisit pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

La valeur de la période analytique donnée par SAP2000 est :

Sens (X-X)

$$T_{analytique} = 1.189 \text{ s}$$

Sens (Y-Y)

$$T_{analytique} = 1.138 \text{ s}$$

Tableau V.5 : Valeurs de la période dans les deux sens

Période	<i>T_{analytique}</i> (s)	<i>T_{empirique}</i> (s)	1.3 <i>T_{empirique}</i> (s)
Sens X-X	1.189	0.822	1.069
Sens Y-Y	1.138	0.760	0.988

D'après le tableau V.5 on déduit que les valeurs de la période propre de la structure suivant les deux directions orthogonales sont :

Sens X-X : $T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique} \Rightarrow TX = 1.069s$

Sens Y-Y : $T_{analytique} \leq T_{empirique} \Rightarrow TY = 0.988 \text{ s}$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \qquad \text{car } 0.5 \leq T_x \leq 3s$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{0.5}{1.069} \right)^{2/3} = 1.145$$

$$D_Y = 2.5\eta (0.5/0.988)^{2/3} = 1.207$$

- **Effort tranchant à la base de la structure**

$$V_{X,ST} = \frac{0.1 \cdot 1.145 \cdot 1.2}{3.5} * 81010.95$$

$$\implies \underline{V_{X,ST} = 3180.258 \text{ kN}}$$

$$V_{Y,ST} = \frac{0.1 \cdot 1.207 \cdot 1.2}{3.5} * 81010.95$$

$$\implies \underline{V_{Y,ST} = 3352.465 \text{ kN}}$$

Détermination de la force sismique de chaque niveau:

Les forces sismiques de chaque niveau sont données par la formule suivante:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_i^n W_j h_j}$$

[RPA99V2003, (4-11)]

Avec

F_t : Force concentrée au sommet de la structure

$F_t = 0.07 * T * V$ et $F_t = 0$ si $T < 0.7$ s

Le tableau suivant résume les valeurs des forces sismiques et les efforts tranchants des différents niveaux dans les deux sens (x-x) et (y-y).

Tableau V.6 : valeurs de force sismique et effort tranchant de chaque niveau

Niveau	Fx (kN)	Vx (kN)	Fy (kN)	Vy (kN)
Sous-sol 1	31.69	2942.279	33.61	3120.609
RDC	72.84	2910.589	77.26	3086.999
1	118.88	2837.749	126.08	3009.739
2	152.80	2718.869	162.06	2883.659
3	191.06	2566.069	202.64	2721.599
4	228.97	2375.009	242.85	2518.959
5	266.89	2146.039	283.06	2276.109
6	304.80	1879.149	323.27	1993.049
7	342.71	1574.349	363.48	1669.779
8	380.62	1231.639	403.69	1306.299
9	418.54	851.019	443.91	902.609
Terrasse accessible	432.48	432.479	458.69	458.699

	OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m
▶	Ex	LinStatic	-2942.28	000000002394	000000000283	000000004369	-81062.1685	35841.0569	0
	Ey	LinStatic	000000001663	-3120.6	000000002279	85975.0493	000000003006	-44041.0278	0

Figure V.3 : Réactions statique à la base obtenue par SAP2000

Sens (X-X)

$$T_x = 1.069 \text{ s} > 0.7 \text{ s}$$

$$F_{tx} = 0.07 * 1.069 * 3180.258$$

$$F_{tx} = 237.979$$

$$V_x - F_{tx} = 3180.258 - 237.979 = \mathbf{2942.279 \text{ kN}}$$

Sens (Y-Y)

$$T_y = 0.988 > 0.7 \text{ s}$$

$$F_{ty} = 0.07 * 0.988 * 3352.465$$

$$F_{ty} = 231.856$$

$$V_y - F_{ty} = 3352.465 - 231.856 = \mathbf{3120.609 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{V_x = 2942.28 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{V_y = 3120.60 \text{ KN}}$$

D'après les résultats précédents, on remarque que la condition est vérifiée

Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode sismique statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

[RPA99V2003, 4.3.6]

Il faut vérifier que :

$$\mathbf{V_{dynamique} > 80\% V_{statique}}$$

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	EX1	LinRespSpec	Max	3088.836	0.001101	0.003363	0.0229	67681.0317	34465.778
	EY1	LinRespSpec	Max	0.001128	2971.283	45.465	69753.2802	583.3124	38121.5683

Figure V.4 : Réactions dynamique à la base obtenue par SAP2000

Tableau V.7 : Rapport des efforts sismiques à la base

	V_{dynamique}	V_{statique}	V_{dynamique} / V_{statique}
Ex	3088.836	3180.258	97.13%
Ey	2971.283	3352.465	88.63%

D'après les résultats précédents, on remarque que la condition est vérifiée

V.8.3 Art 4.41 RPA 2003:

Vérification de stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Condition à vérifier

$$1) e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

Ou

M : Moment de renversement

N : ensemble de charge gravitaire

B : la longueur ou largeur du bâtiment

$$M = \sum F_i \cdot h_i$$

$$\mathbf{M_x = 81057.585 \text{ kN.m}}$$

$$\mathbf{M_y = 85970.187 \text{ kN.m}}$$

$$N = 1.1W$$

$$\mathbf{N = 89112.045 \text{ KN}}$$

Tableau V.8 : Vérification de moment de renversement

SENS	N (kN)	M (kN.m)	B (m)	M/N (m)	B/4 (m)	vérification
X-X	89112.045	81057.585	25.9	0.9096	6.975	Oui
Y-Y	89112.045	85970.187	22.1	0.9647	5.525	Oui

$$2) \frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

M_S : Moment stabilisant

M_R : Moment de renversement

$$M_S = W \cdot L/2$$

$$M_R = \sum F_i \cdot h_i$$

Tableau V.9 : Vérification de moment de renversement

SENS	W (kN)	L (m)	L/2 (m)	M_S (kN.m)	M_R (kN.m)	M_S/M_R	Vérification
X-X	81010.95	25.9	12.95	1049091.8	81057.585	12.94	Oui
Y-Y	81010.95	22.1	11.05	895170.99	85970.187	10.41	Oui

La stabilité au renversement est vérifiée

V.8.4 Art 5.9 RPA 2003:

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est vérifiée à tous les niveaux :

$$\theta = PK \Delta / V_k H_k \leq 0.1$$

Avec :

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est vérifiée à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot H_k$$

Avec :

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1)

H_k : Hauteur de l'étage

Tableau V.10 : Justification vis-à-vis de P- Δ dans sens X-X

Etages	H_k (cm)	P_k (kN)	$\Delta_{\text{étage}}$ (cm)	Δ_{ek} (cm)	V_k (kN)	θ_k	obs
Sous-sol 1	285	6234.55	0.04	0.04	2942.279	0.00	Vérifiée
RDC	335	12732.99	0.15	0.11	2910.589	0.00	Vérifiée
1	390	19241.66	0.33	0.18	2837.749	0.00	Vérifiée
2	330	25497.94	0.53	0.20	2718.869	0.00	Vérifiée
3	330	31781.02	0.74	0.21	2566.069	0.00	Vérifiée
4	330	38064.1	0.97	0.23	2375.009	0.00	Vérifiée
5	330	44347.18	1.20	0.23	2146.039	0.01	Vérifiée
6	330	50630.26	1.43	0.23	1879.149	0.01	Vérifiée
7	330	56913.34	1.66	0.23	1574.349	0.02	Vérifiée
8	330	63196.42	1.88	0.22	1231.637	0.03	Vérifiée
9	330	69479.5	2.09	0.21	851.019	0.03	Vérifiée
terrasse	332	75429.56	2.30	0.21	432.479	0.04	Vérifiée

Tableau V.11 : Justification vis-à-vis de P- Δ dans sens Y-Y

Etages	H_k (cm)	P_k (kN)	$\Delta_{\text{étage}}$ (cm)	Δ_{ek} (cm)	V_k (kN)	θ_k	obs
Sous-sol 1	285	6234.55	0.06	0.06	3120.609	0.00	Vérifiée
RDC	335	12732.99	0.21	0.15	3086.999	0.00	Vérifiée
1	390	19241.66	0.46	0.25	3009.739	0.00	Vérifiée
2	330	25497.94	0.72	0.26	2883.659	0.00	Vérifiée
3	330	31781.02	1.00	0.28	2721.599	0.00	Vérifiée
4	330	38064.1	1.28	0.28	2518.959	0.01	Vérifiée
5	330	44347.18	1.57	0.29	2276.109	0.01	Vérifiée
6	330	50630.26	1.85	0.28	1993.049	0.01	Vérifiée
7	330	56913.34	2.12	0.27	1669.779	0.02	Vérifiée
8	330	63196.42	2.37	0.25	1306.299	0.03	Vérifiée
9	330	69479.5	2.60	0.23	902.609	0.05	Vérifiée
Terrasse	332	75429.56	2.82	0.22	458.699	0.06	Vérifiée

On remarque que θ_k ne dépassent pas 0.1, donc l'effet P- Δ est négligeable.

V.8.5 Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0.01 \text{ Hauteur d'étage}$$

Avec : $d_i = R\delta_i$

Tableau V.12 : Vérification de déplacement inter étages sens X-X

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1% h_e (cm)	Obs
Sous-sol 1	0.04	0.140	0.140	2.85	Vérifiée
RDC	0.15	0.525	0.385	3.35	Vérifiée
1	0.33	1.155	0.630	3.90	Vérifiée
2	0.53	1.855	0.700	3.30	Vérifiée
3	0.74	2.590	0.735	3.30	Vérifiée
4	0.97	3.395	0.805	3.30	Vérifiée
5	1.20	4.200	0.805	3.30	Vérifiée
6	1.43	5.005	0.805	3.30	Vérifiée
7	1.66	5.810	0.805	3.30	Vérifiée
8	1.88	6.580	0.770	3.30	Vérifiée
9	2.09	7.315	0.735	3.30	Vérifiée
Terrasse	2.30	8.050	0.735	3.32	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification de déplacement inter étages sens Y-Y

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1% h_e (cm)	Obs
Sous-sol 1	0.06	0.210	0.210	2.85	Vérifiée
RDC	0.21	0.735	0.525	3.35	Vérifiée
1	0.46	1.610	0.875	3.90	Vérifiée
2	0.72	2.520	0.910	3.30	Vérifiée
3	1.00	3.500	0.980	3.30	Vérifiée
4	1.28	4.480	0.980	3.30	Vérifiée
5	1.57	5.495	1.015	3.30	Vérifiée
6	1.85	6.475	0.980	3.30	Vérifiée
7	2.12	7.420	0.945	3.30	Vérifiée
8	2.37	8.295	0.875	3.30	Vérifiée
9	2.60	9.100	0.805	3.30	Vérifiée
Terrasse	2.82	9.870	0.770	3.32	Vérifiée

On remarque que les déplacements relatifs Δ_k ne dépassent pas 1 % de la hauteur d'étage.

V.8.6 Art 7.1.3.3 RPA 2003 :

Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0.3$$

Où

N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} est la résistance caractéristique du béton

La valeur de l'effort normal appliqué sur le voile le plus sollicité est : $Nd = 3.976 \text{ MN}$

La section de voile est : $Bc = L \times e = 3.65 * 0.25 = 0.9126 \text{ m}^2$

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

$$V = \frac{2.454}{0.375 * 25} = 0.174 \leq 0.3$$

La condition est vérifiée

V.9 Conclusion :

À partir de cette étude dynamique, nous constatons que notre bâtiment étudié satisfait toutes les exigences imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), à savoir :

- Vérification de la participation massique.
- Condition sur la résultante de la force sismique est vérifiée
- Stabilité au renversement est vérifiée suivant les deux directions principales
- Condition sur l'effet P- Δ est vérifiée dans les deux sens
- Déplacements latéraux inter-étages est vérifiés
- Vérification de l'effort normal réduit est vérifiée.

À partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec des dimensions des éléments structuraux adéquates.

Chapitre ⑥

Ferraillage des éléments structuraux

VI. Étude des voiles :

VI.1 Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrillons nos voiles par zones :

- Zone 1 : Les 2 sous sols et RDC
- Zone 2 : Niveaux 1, 2, 3, 4 et 5
- Zone 3 : Niveaux 6, 7, 8 et 9

La disposition des voiles est présentée dans la figure suivante :

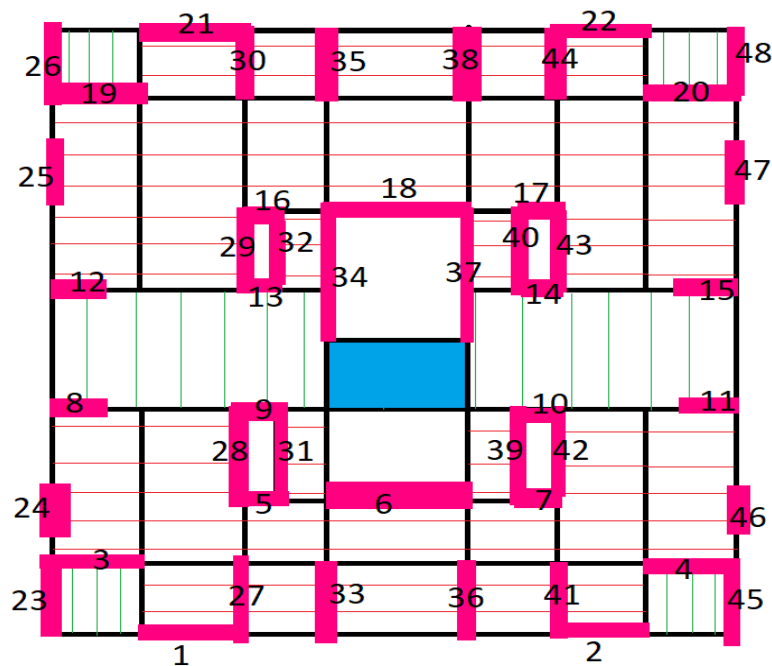


Figure VI.1 : Disposition des voiles

Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux

Et puisque la disposition est symétrique on a décidé de grouper les 48 voiles comme suit :

Tableau VI.1 : les groupes de voiles et leurs dimensions

Les voiles	Dimension (m ²)	Groupe
1, 2, 21, 22	3.69 * 0.25	V1
3, 4, 19, 20	3.64 * 0.25	V2
5, 7, 9, 10, 13, 14, 16, 17	1.55 * 0.25	V3
8, 11, 12, 15	1.5 * 0.25	V4
6, 18	3.65 * 0.25	V5
23, 26, 27, 30, 33, 35, 36, 38, 41, 44, 47, 48	1.8 * 0.25	V6
24, 25, 46, 47	1.15 * 0.25	V7
28, 29, 31, 32, 39, 40, 42, 43	2.3 * 0.25	V8
34, 37	4.25 * 0.25	V9

VI.2 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données comme suit :

Selon le BAEL 91 {1,35G+1,5Q et G+Q

Selon le RPA révisé 2003 {G+Q±E et 0,8G±E

VI.3 Méthode des contraintes :

Les contraintes maximales dans les voiles sont déterminées à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) par les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

N : effort normal

M : Moment fléchissant

B : Section transversale du voile

V et V' : Bras de levier $V = V' = \frac{L \text{ voile}}{2}$

I : Inertie du voile

Dans ce cas on prend le diagramme des contraintes directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2}{3} Lc \right)$$

Avec:

he : hauteur entre nus du plancher du voile considérée.

Lc : la longueur de la zone comprimée.

$$Lc = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} L$$

VI.3.1 Armatures verticales :

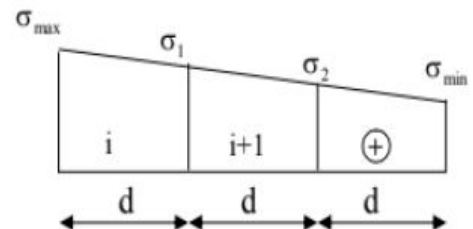
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ Section entièrement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$Av = \frac{Ni + B + fc28}{\sigma_s}$$



Avec:

e: Épaisseur du voile

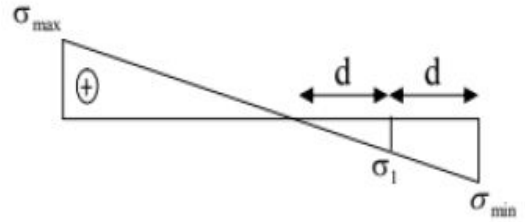
B: section du voile $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

❖ Section partiellement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

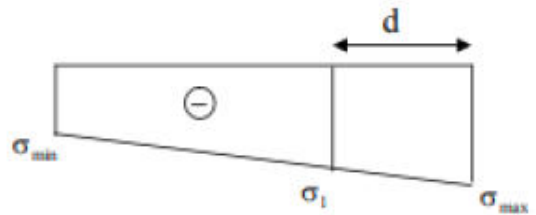
$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



❖ Section entièrement tendue:

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

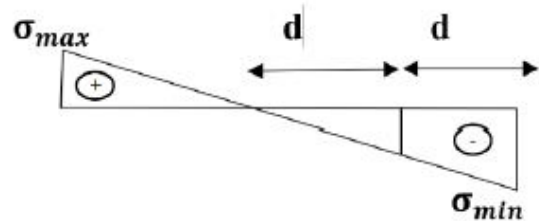


❖ Section partiellement tendue:

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



VI.3.2 Armatures minimales:

❖ Compression du béton:

Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures. $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$

avec B : section de béton comprimée. $0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$

❖ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec:

B : section de béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

Exigences de RPA 99 V2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile $0,15 \% \times B$.
- ✓ En zone courante $0,10 \% \times B$.

VI.3.3 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de

10 Φ . D'après le BEAL 91: $A_h = \frac{Av}{4}$

D'après le RPA 2003: $A_h \geq 0,15\% \times B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VI.3.4 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.3.5 Espacement:

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1,5 \times e \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

VI.3.6 Vérification à L'ELS :

Pour cette étape on considère : $N_{ser}=G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

VI.3.7 Vérification de la contrainte de cisaillement:

D'après le RPA99/2003 on a : $\tau_b \leq \tau = 0,2 f_{c28}$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{V}{B \times d}$$

Avec:

$$V = 1,4 V_u$$

b : épaisseur de voile

d : hauteur utile $0,9 \times h$

h : hauteur totale de voile.

VI.4 Exemple de calcul

VI.4.1 Déterminations de sollicitations

Les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000

Tableau VI.2 : Sollicitations dans les voiles V1 dans zone 1

Combinaison	F_{11} (kN)	M_{11} (kN.m)	F_{22} (kN)	M_{22} (kN.m)	V_{\max} (kN)
ELU	186.18	0.3562	930.88	6.447	0.96
ELS	136.28	0.2553	689.31	1.2764	0.68
ELA	171.95	1.1268	839.77	5.6339	3.04
ELA	74.03	0.7607	370.16	3.8037	1.02

VI.4.2 Calcul des contraintes:

$$L = 3.69 \text{ m} \quad e = 0.25 \text{ m}$$

$$B = 0.9225 \text{ m}^2 \quad I = 1.047 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{-930.88}{0.9225} + \frac{6.447 \cdot 1.845}{1.047} = -997.701 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M*V}{I} = \frac{-930.88}{0.9225} - \frac{6.447 * 1.845}{1.047} = -1020.467 \text{ kN/m}^2$$

Avec :

$$V = V' = 3.69/2 = 1.845 \text{ m}$$

-La section est entièrement tendue

Soit un tronçon $d = 1.845 \text{ m}$

❖ Tronçon 'd':

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{-997.701 - 1020.467}{2} = -1009.084 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} * d * e = -462.815 \text{ kN}$$

VI.4.3 Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 12.05 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

VI.4.4 Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.15\%B ; \frac{B*ft28}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max (13.375 ; 48.4)$$

$$A_{\min} = 48.4 \text{ cm}^2$$

VI.4.5 Armatures horizontales :

$$\text{D'après BAEL91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{56.52}{4} = 14.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après RPA99V2003 : } A_H \geq 0.15\%B = 13.83 \text{ cm}^2$$

VI.4.6 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8

VI.4.7 Vérification à l'ELS :

On considère $N_{\text{ser}} = G + Q$

Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+1.5A} \leq 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{0.689}{0.9225 + 1.5 * 0.113} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.26 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

VI.4.8 Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99/2003 on a : $\tau_b = \tau' = 0.2f_{c28}$

$$\text{Ou :} \quad \tau_b = \frac{V}{b*d} = 3.783 \leq 5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec :} \quad V = 1.4V_u = 4.256 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Les résultats des voiles 'V1' sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau VI.3 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles 'V1' pour les trois zones

	ZONE 1			ZONE 2			ZONE 3		
Voile	Av (cm ²)	Av choisit (cm ²)	Esp (cm)	Av (cm ²)	Av choisit (cm ²)	Esp (cm)	Av (cm ²)	Av choisit (cm ²)	Esp (cm)
V1	48.4	18T20	10	48.4	18T20	10	48.4	18T20	10
Voile	Ah/nappe (cm ²)	Ah choisit (cm ²)	Esp (cm)	Ah/nappe (cm ²)	Ah choisit (cm ²)	Esp (cm)	Ah/nappe (cm ²)	Ah choisit (cm ²)	Esp (cm)
V1	13.83	16T12	20	13.83	16T12	20	13.83	16T12	20

Conclusion: Les ferrailages les plus défavorables de tous les voiles et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau VI.4 : Ferrailage vertical des voiles pour la zone I

Voile	L (m)	e (m)	Sec	Amin (cm ²)	Av/adopte (cm ²)	Av/choisit	Esp (cm)
V2	3.64	0.25	ET	47.78	50.54	16T20	20
V3	1.55	0.25	ET	20.34	21.56	14T14	10
V4	1.50	0.25	ET	19.69	21.56	14T14	10
V5	3.65	0.25	ET	47.90	50.54	16T20	20
V6	1.80	0.25	ET	23.63	24.64	16T14	10
V7	1.15	0.25	ET	15.09	15.82	14T12	10
V8	2.30	0.25	ET	30.19	32.16	16T16	20
V9	4.25	0.25	ET	55.78	55.78	18T20	20

Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux

Tableau VI.5 : Ferrailage horizontal des voiles pour la zone I

Voile	hauteur (m)	e (m)	Amin (cm ²)	Ah _{adopté} /nappe (cm ²)	Ah/choisit	Esp (cm)
V2	3.90	0.25	13.650	20.34	18T12	20
V3	3.90	0.25	5.812	20.34	18T12	20
V4	3.90	0.25	5.625	20.34	18T12	20
V5	3.90	0.25	13.680	20.34	18T12	20
V6	3.90	0.25	6.750	20.34	18T12	20
V7	3.90	0.25	4.3125	20.34	18T12	20
V8	3.90	0.25	8.625	20.34	18T12	20
V9	3.90	0.25	15.93	20.34	18T12	20

Tableau VI.6 : Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone I

Voile	σ_b (Mpa)	0.6 * f_{c28}	Obs	τ_b (MPa)	$\tau' = 0.2 * f_{c28}$	Obs
V2	0.120	15	Vérifiée	1.50	5	Vérifiée
V3	0.257	15	Vérifiée	1.60	5	Vérifiée
V4	0.266	15	Vérifiée	1.22	5	Vérifiée
V5	0.133	15	Vérifiée	1.30	5	Vérifiée
V6	0.233	15	Vérifiée	1.04	5	Vérifiée
V7	0.284	15	Vérifiée	0.99	5	Vérifiée
V8	0.110	15	Vérifiée	2.22	5	Vérifiée
V9	0.079	15	Vérifiée	1.40	5	Vérifiée

Tableau VI.7 : Ferrailage vertical des voiles pour la zone II

Voile	L (m)	e (m)	Sec	Amin (cm ²)	Av/adopté (cm ²)	Av/choisit	Esp (cm)
V2	3.64	0.25	ET	47.78	50.54	16T20	20
V3	1.55	0.25	ET	20.34	21.56	14T14	10
V4	1.50	0.25	ET	19.69	21.56	14T14	10
V5	3.65	0.25	ET	47.90	50.54	16T20	20
V6	1.80	0.25	ET	23.63	24.64	16T14	10
V7	1.15	0.25	ET	15.09	15.82	14T12	10
V8	2.30	0.25	ET	30.19	32.16	16T16	20
V9	4.25	0.25	ET	55.78	55.78	18T20	20

Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux

Tableau VI.8 : Ferrailage horizontal des voiles pour la zone II

Voile	hauteur (m)	e (m)	Amin (cm ²)	Ah _{adopte} /nappe (cm ²)	Ah/choisit	Esp (cm)
V2	3.90	0.25	13.650	20.34	18T12	20
V3	3.90	0.25	5.812	20.34	18T12	20
V4	3.90	0.25	5.625	20.34	18T12	20
V5	3.90	0.25	13.680	20.34	18T12	20
V6	3.90	0.25	6.750	20.34	18T12	20
V7	3.90	0.25	4.3125	20.34	18T12	20
V8	3.90	0.25	8.625	20.34	18T12	20
V9	3.90	0.25	15.93	20.34	18T12	20

Tableau VI.9 : Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone II

Voile	σ_b (Mpa)	0.6 * f_{c28}	Obs	τ_b (MPa)	$\tau' = 0.2 * f_{c28}$	Obs
V2	0.11	15	Vérifiée	1.6	5	Vérifiée
V3	0.22	15	Vérifiée	1.72	5	Vérifiée
V4	0.24	15	Vérifiée	1.31	5	Vérifiée
V5	0.09	15	Vérifiée	1.4	5	Vérifiée
V6	0.189	15	Vérifiée	1.1	5	Vérifiée
V7	0.23	15	Vérifiée	1.1	5	Vérifiée
V8	0.08	15	Vérifiée	2.24	5	Vérifiée
V9	0.06	15	Vérifiée	1.6	5	Vérifiée

Tableau VI.10 : Ferrailage vertical des voiles pour la zone III

Voile	L (m)	e (m)	Sec	Amin (cm ²)	Av/adopte (cm ²)	Av/choisit	Esp (cm)
V2	3.64	0.25	ET	47.78	50.54	16T20	20
V3	1.55	0.25	ET	20.34	21.56	14T14	10
V4	1.50	0.25	ET	19.69	21.56	14T14	10
V5	3.65	0.25	ET	47.90	50.54	16T20	20
V6	1.80	0.25	ET	23.63	24.64	16T14	10
V7	1.15	0.25	ET	15.09	15.82	14T12	10
V8	2.30	0.25	ET	30.19	32.16	16T16	20
V9	4.25	0.25	ET	55.78	55.78	18T20	20

Tableau VI.11 : Ferrailage horizontale des voiles pour la zone III

Voile	hauteur (m)	e (m)	A _{min} (cm ²)	A _h _{adopté/nappe} (cm ²)	A _h /choisit	Esp (cm)
V2	3.90	0.25	13.650	20.34	18T12	20
V3	3.90	0.25	5.812	20.34	18T12	20
V4	3.90	0.25	5.625	20.34	18T12	20
V5	3.90	0.25	13.680	20.34	18T12	20
V6	3.90	0.25	6.750	20.34	18T12	20
V7	3.90	0.25	4.3125	20.34	18T12	20
V8	3.90	0.25	8.625	20.34	18T12	20
V9	3.90	0.25	15.93	20.34	18T12	20

Tableau VI.12 : Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone III

Voile	σ_b (Mpa)	0.6 * f _{c28}	Obs	τ_b (MPa)	$\tau' = 0.2 * f_{c28}$	Obs
V2	0.099	15	Vérifiée	1.42	5	Vérifiée
V3	0.212	15	Vérifiée	1.61	5	Vérifiée
V4	0.231	15	Vérifiée	1.20	5	Vérifiée
V5	0.063	15	Vérifiée	1.33	5	Vérifiée
V6	0.016	15	Vérifiée	0.987	5	Vérifiée
V7	0.190	15	Vérifiée	0.842	5	Vérifiée
V8	0.070	15	Vérifiée	2.01	5	Vérifiée
V9	0.040	15	Vérifiée	1.51	5	Vérifiée

VI.5 Mur de soutènement (voile périphérique) :

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé.

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au 1^{er} sous sol.

VI.5.1 Dimensionnement :

Selon le RPA99V2003 ; le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

L'épaisseur minimale est de 15 cm

On adopte une épaisseur : e=25 cm

Il doit contenir deux nappes d'armatures.

Le pourcentage minimal d'armature est de 0.1 % dans les deux sens.

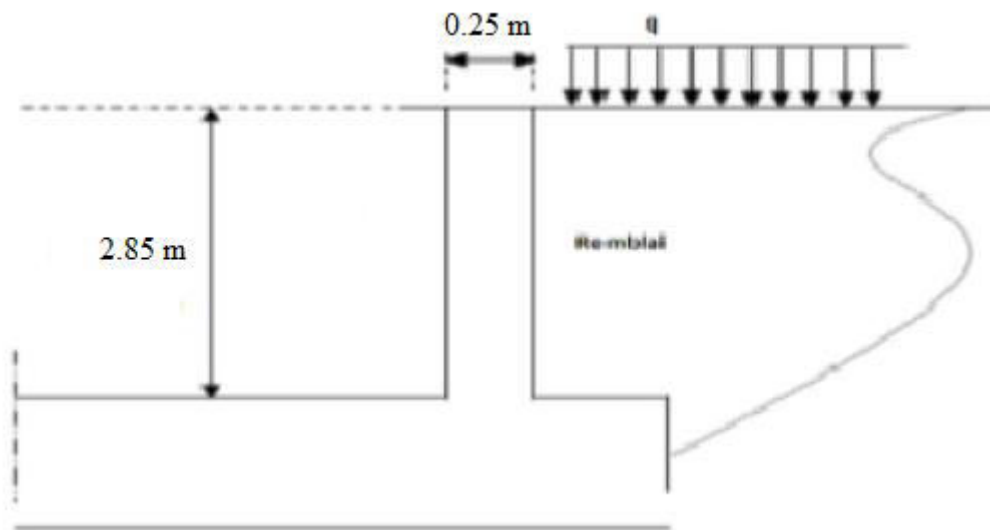


Figure VI.2 : Schéma statique du voile périphérique

VI.5.2 Données :

- Poids spécifiques des terres $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$;
 - Angle de frottement interne de terre $\varphi_s = 30^\circ$;
 - Poids spécifiques de remblais $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$;
 - Angle de frottement interne de remblais $\varphi_r = 35^\circ$;
 - Résistance admissible du sol de fondation $\sigma_s = 150 \text{ KN/m}^2$;
 - Poids spécifiques du béton $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$;
- La hauteur de voile périphérique : $h = 2.85 \text{ m}$.

VI.5.3 Calcul de la force de poussée :

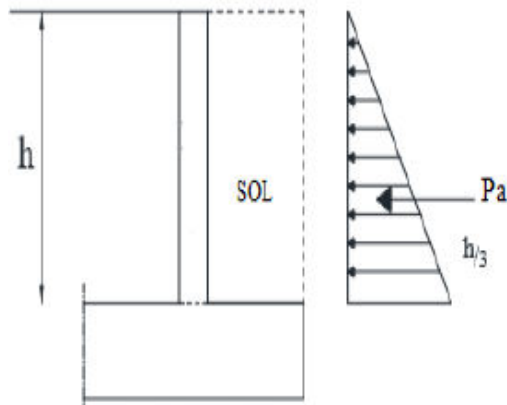


Figure VI.3 : Répartition des contraintes sur le voile

Coefficient de poussée :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.27$$

Contrainte de poussée :

$$\sigma_a = \gamma \cdot h \cdot K_a = 13.851 \text{ kN/m}^2$$

Force de poussée :

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \sigma_a = 19.738 \text{ kN}$$

VI.5.4 Sollicitation :

$$q_u = 1.35P = 26.6463 \text{ kN/ml} \quad \gamma = q_u/q_{ser} = 1.35$$

$$q_s = P = 19.738 \text{ kN/ml}$$

VI.5.4.1 Moment fléchissant :

$$a = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.85}{3.64} = 0.78 > 0.4$$

$$\mu_x = 0.0937$$

$$\mu_y = 0.2500$$

D'où les moments pour les bandes de largeur unité :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot h^2 \quad M_x = 20.27 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \quad M_y = 5.0675 \text{ kN.m}$$

VI.5.4.2 Moment dans la dalle :

a. Bande de largeur 1,00m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_x \quad M_{tx} = 15.2025 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_x \quad M_{ax} = 10.135 \text{ kN/m}$$

b. Bande de largeur 1,00m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y \quad M_{ty} = 3.8 \text{ kN.m}$$

VI.5.4.3 Valeur minimal à respecter :

a. En travée :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \quad 3.8 \geq 3.8$$

b. En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} \quad M_{ay} = 10.135 \text{ kN.m}$$

VI.5.5 Armatures longitudinales :

VI.5.5.1 Acier en travée « sens l_x » :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.2025 \cdot 10^{-3}}{1(0.225)^2 \cdot 14.2} = 0.0211$$

$$\mu_u < \mu_R \quad \text{Armature simple}$$

$$z = d(1 - 0.6\mu_u) = 0.222$$

$$A = \frac{M_{tx}}{z \cdot f_{ed}} = \frac{15.2025 \cdot 10^{-3}}{0.222 \cdot 348} = 1.968 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{tx} = 1.968 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VI.5.5.2 Acier en travée « sens l_y » :

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.8 \cdot 10^{-3}}{1(0.225)^2 \cdot 14.2} = 0.00529$$

$$\mu_u < \mu_R \quad \text{Armature simple}$$

$$z = d(1 - 0.6 \mu_u) = 0.224$$

$$A = \frac{M_{tx}}{z \cdot f_{ed}} = \frac{3.8 \cdot 10^{-3}}{0.224 \cdot 348} = 0.4874 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ty} = 0.4874 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VI.5.5.3 Acier en appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.135 \cdot 10^{-3}}{1(0.225)^2 \cdot 14.2} = 0.014$$

$$\mu_u < \mu_R \quad \text{Armature simple}$$

$$z = d(1 - 0.6 \mu_u) = 0.2231$$

$$A = \frac{M_{ax}}{z \cdot f_{ed}} = \frac{3.8 \cdot 10^{-3}}{0.2231 \cdot 348} = 1.305 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_a = 1.305 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VI.5.5.4 Sections minimales des armatures :(B.A.E.L91)

a. Selon « ly » :

$$A_{ymin} = 8 \cdot h = 2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{pour HA400})$$

$$A_{ty} = 0.4784 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ty} < A_{ymin} \quad \text{donc : } A_{ty} = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ymin} = 8 \cdot h = 2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{pour HA400})$$

$$A_{ay} = 1.305 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ty} < A_{ymin} \quad \text{donc : } A_{ty} = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b. Selon « lx » :

$$A_{xmin} = \frac{3-a}{2} A_{ymin} = 2.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{tx} = 1.968 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ax} = 1.305 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{xmin} > A_{tx}, A_{ax}$$

$$\text{Donc } A_{tx} \text{ et } A_{ax} = 2.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VI.5.5.5 Sections minimales des armatures :(RPA99 V2003) :

$$A_{\min} = 0.1\%B = 0.1\% * (0.25 * 1) = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc

$$A_{\min} > (A_{tx}, A_{ax}, A_{ty}, A_{ay})$$

$$\text{Donc } A_{st} \text{ pour tous} = 2.5 \text{ cm}^2$$

VI.5.5.6 Choix des aciers :

On dimensionne avec $A_{st} = 2.5 \text{ cm}^2$ pour toutes les sections

$$A_{st} = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix} = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

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

$$St \leq \min(75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

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

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

VI.5.6 Effort tranchant :

$$a \geq 0.4$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{l_x + 2l_y} = 27.288 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = q_u \cdot \frac{l_x}{3} = 25.31 \text{ kN} < V_{ux}$$

Vérification :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{27.288 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.225} = 0.12128 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{lim}} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\text{lim}} \quad \text{C.V (pas armature transversale)}$$

VI.6 Les poutres :

VI.6.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportée par les dalles aux poteaux ou voiles.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant :

- Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales.
- L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par **BAEL91**, puis on se rapportera au règlement **RPA99 V2003** pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

VI.6.2 Combinaison des charges :

Selon BAEL :(combinaisons fondamentales)

- ELU : $1,35G+1,5Q$

Selon RPA99 V2003 :(combinaisons accidentelles)

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

On prend un exemple de calcul : « poutre principale et poutre secondaire au niveau du 2^{ème} sous sol »

Tableau VI.13 : Sollicitation des poutres à ELU

	ELU		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (25x50)	116.87	233.33	266.99
PS (25x30)	21.82	30.15	38.91

Tableau VI.14 : Sollicitation des poutres à ELS

	ELS		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (25x50)	82.56	165.01	160.37
PS (25x30)	15.86	22.32	29.01

Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux

Tableau VI.15 : Sollicitation des poutres à « G+Q+E »

	G+Q+E		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (25x50)	86.01	208.90	174.53
PS (25x30)	15.11	20.35	24.16

Tableau VI.16 : Sollicitation des poutres à « 0,8G+ E »

	0,8G+E		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (25x50)	68.20	118.58	86.57
PS (25x30)	14.09	18.37	19.13

VI.6.3 Ferrailage des poutres principales :

VI.6.3.1 Ferrailages longitudinales :

a. En travée :

- ELU :

$$\mu_u = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bc}) = 0,134 < \mu_R = 0,392 \leftrightarrow \text{Section Simple Armature.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0,183$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,411$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 8,05 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisit est de : 6T14 ; de section : 9,24 cm².

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} (b \times h / 1000 ; 0,23 \times b \times d \times f_t / 28 / 400) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,25 ; 2,72) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 2,72 \text{ cm}^2$ CV

- ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

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

Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux

Les contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M s x}{I}$$

$$\delta_{st} = \frac{n M s (x-d)'}{I}$$

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes en travée

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}	8.54	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	
PP	82.56	16.12	155896.1082	σ_{st}	225.8	$\bar{\sigma}_{st}$	266.66	CV
								CV

Armatures maximales : selon le RPA99 V2003 :

A max=4% (b x h) = 50cm² → zone courante

A max=6% (b x h) = 75cm² → zone de recouvrement

Armatures minimales :

Amin=0,5% (b×h) ⇒ Amin= 6,25 cm²

As travée = 9,24 > 6,25 cm² → CV

b. En Appui :

- **ELU :**

$\mu_u = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bc}) = 0,271 < \mu_R = 0,392 \leftrightarrow$ Section Simple Armature.

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0,372$

$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0.411$

$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 17.82 \text{ cm}^2$

Ferrailage choisit est de : 6T20 ; de section : 18.85 cm².

Condition de non fragilité :

$A_{st} \geq \text{Max} (b \times h / 1000 ; 0,23 \times b \times d \times f_t / 28 / 400) \text{ cm}^2$

$A_{st} \geq \text{Max} (1,25 ; 2,72) \text{ cm}^2$

Donc $A_{st} \geq 2,72 \text{ cm}^2$ CV

- **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + n \text{Asc} (x - d') - n \text{Ast} (d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \text{Asc} (x - d')^2 + n \text{Ast} (d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s x}{I}$$

$$\delta_{st} = \frac{n M_s (x - d')}{I}$$

Tableau VI.18 : Vérification des contraintes en appui

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}	13.69	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	
PP	165.01	20.97	252887.6189	σ_{st}	230.7	$\bar{\sigma}_{st}$	266.66	CV
								CV

Armatures maximales : selon le RPA99 V2003 :

A max=4% (b x h) = 50cm² → zone courante

A max=6% (b x h) = 75cm² → zone de recouvrement

Armatures minimales :

Amin=0,5% (b x h) ⇒ Amin= 6,25 cm²

As appui = 18,85 > 6,25 cm² → CV

VI.6.3.2 Ferrailage transversale :

a. Calcul de Φ_t :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \varphi_i ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{50}{35} ; 1.2 ; \frac{25}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \text{Min} (1.4 ; 1.2 ; 2.5)$$

Alors on adopte un choix de φ_8 .

b. Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99 V2003 :

Dans la zone nodale :

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

$$S_t \leq \min (12.5 ; 14.4 ; 30 \text{ cm})$$

On prend $s_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$$S't \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$S't \leq 25 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S't = 20 \text{ cm}$$

VI.6.3.3 Vérification au cisaillement :

$$\begin{aligned} \tau_u &= T / b * d \\ &= 2.37 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \overline{\tau_u} &= \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \text{ (fissuration peu nuisible)} \\ \tau_u &< \overline{\tau_u} \rightarrow \text{CV} \end{aligned}$$

VI.6.4 Ferrailage des poutres secondaires :

VI.6.4.1 Ferrailages longitudinales :

a. En travée :

- **ELU :**

$$\mu_u = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bc}) = 0,054 < \mu_R = 0,392 \leftrightarrow \text{Section Simple Armature.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,070$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0.345$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 2.47 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisit est de : 4T14 ; de section : 6,16 cm².

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} (b \times h / 1000 ; 0,23 \times b \times d \times f_t / 28 / 400) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (0,75 ; 0,815) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 0,815 \text{ cm}^2$ CV

- **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

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

Les contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s x}{I}$$

$$\delta_{st} = \frac{n M_s (x - d')}{I}$$

Tableau VI.19 : Vérification des contraintes en travée

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}	2.73	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	
PS	15.86	12.001	69790.1391	σ_{st}	80.59	$\bar{\sigma}_{st}$	266.66	CV
								CV

Armatures maximales : selon le RPA99 V2003 :

$A_{max} = 4\% (b \times h) = 30 \text{ cm}^2 \rightarrow$ zone courante

$A_{max} = 6\% (b \times h) = 45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ zone de recouvrement

Armatures minimales :

$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 3,75 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ travée}} = 6,16 > 3,75 \text{ cm}^2 \rightarrow$ CV

b. En Appui :

- **ELU :**

$\mu_u = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bc}) = 0,039 < \mu_R = 0,392 \leftrightarrow$ Section Simple Armature.

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0,050$

Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0.348$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisit est de : 6T14 ; de section : 6.16 cm².

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} (b \times h / 1000 ; 0,23 \times b \times d \times f_t / 28 / 400) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (0,75 ; 0,815) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 0,815 \text{ cm}^2$ CV

- ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

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

Les contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s x}{I}$$

$$\delta_{st} = \frac{n M_s (x - d')}{I}$$

Tableau VI.20 : Vérification des contraintes en appui

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}	2.73	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	
PS	22.32	12.001	69790.1391	σ_{st}	80.59	$\bar{\sigma}_{st}$	266.66	CV
								CV

Armatures maximales : selon le RPA99 V2003 :

$A_{max} = 4\% (b \times h) = 30 \text{ cm}^2 \rightarrow$ zone courante

$A_{max} = 6\% (b \times h) = 45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ zone de recouvrement

Armatures minimales :

$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 3,75 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ appui}} = 6,16 > 3,75 \text{ cm}^2 \rightarrow$ CV

VI.6.4.2 Ferrailage transversale :

a. Calcul de φ_t :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \varphi_i ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{30}{35} ; 1.2 ; \frac{25}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \text{Min} (0.85 ; 1.2 ; 2.5)$$

Alors on adopte un choix de φ_8 .

b. Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99 V2003 :

Dans la zone nodale :

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

$$S_t \leq \min (7.5 ; 14.4 ; 30 \text{ cm})$$

On prend $s_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$$S't \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S't \leq 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S't = 10 \text{ cm}$$

VI.6.4.3 Vérification au cisaillement :

$$\begin{aligned} \tau_u &= T / b * d \\ &= 0.57 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{CV}$$

VI.6.5 Tableau Récapitulatif :

Tableau VI.21 : Ferrailage des poutres principales

Type de poutre	Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
		A min cm ²	Travée		Appui		φ mm	St cm	S't cm
			A calculé	Choix	A calculé	Choix			
PP	2 ^{ème} sous sol	6.25	8.05	6T14	17.82	6T20	φ8	10	20
	1 ^{er} sous sol	6.25	6.16	6T12	13.05	9T14	φ8	10	20
	RDC	6.25	6.22	6T12	13.21	9T14	φ8	10	20
	Etage 1	6.25	6.02	6T12	13.01	9T14	φ8	10	20
	Etage 2	6.25	5.81	6T12	12.80	8T14	φ8	10	20
	Etage 3	6.25	5.59	6T12	11.75	8T14	φ8	10	20
	Etage 4	6.25	5.65	6T12	11.71	8T14	φ8	10	20
	Etage 5	6.25	5.79	6T12	11.66	8T14	φ8	10	20
	Etage 6	6.25	5.92	6T12	11.88	8T14	φ8	10	20
	Etage 7	6.25	6.06	6T12	12.13	8T14	φ8	10	20
	Etage 8	6.25	6.26	6T12	12.28	8T14	φ8	10	20
	Etage 9	6.25	8.16	6T14	14.76	8T16	φ8	10	20

Tableau VI.22 : Ferrailage des poutres secondaire

Type de poutre	Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
		A min cm ²	Travée		Appui		φ mm	St cm	S't cm
			A calculé	Choix	A calculé	Choix			
PS	2 ^{ème} sous sol	3.75	2.47	4T14	1.77	4T14	φ8	10	10
	1 ^{er} sous sol	3.75	2.37	4T14	1.12	4T14	φ8	10	10
	RDC	3.75	2.61	4T14	1.08	4T14	φ8	10	10
	Etage 1	3.75	2.85	4T14	1.21	4T14	φ8	10	10
	Etage 2	3.75	3.12	4T14	1.45	4T14	φ8	10	10
	Etage 3	3.75	3.31	4T14	1.61	4T14	φ8	10	10
	Etage 4	3.75	3.52	4T14	1.68	4T14	φ8	10	10
	Etage 5	3.75	3.86	4T14	1.95	4T14	φ8	10	10
	Etage 6	3.75	4.39	4T14	2.20	4T14	φ8	10	10
	Etage 7	3.75	4.73	4T14	2.48	4T14	φ8	10	10
	Etage 8	3.75	5.18	4T14	2.98	4T14	φ8	10	10
Etage 9	3.75	5.22	4T14	3.38	4T14	φ8	10	10	

Chapitre ⑦

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les poteaux et les voiles. 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). La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.2 Conclusion du rapport géotechnique :

L'étude géotechnique a montré que le sol est argileux. En tenant compte de ces résultats, un système de fondations superficielles ancrées dans la tranche de sols comprise entre 1.30 m "minimum" et 3.50 m de profondeur est envisageable. La contrainte admissible du sol à prendre en considération est égale à 1,5 bars.

VII.3 Type de fondation selon le rapport géotechnique :

Selon le rapport géotechnique on a choisit le système des fondations superficielles de type radier général

VII.3.1 Radier général :

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appui sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes.

VII.3.2 Pré dimensionnement du radier :

La dalle du radier doit vérifier les conditions suivantes:

- La hauteur doit satisfaire la condition suivante.

$$hd \geq l_{max}/20 \geq 533/20 \Rightarrow hd \geq 26.65 \text{ cm}$$

hd : Épaisseur de la dalle

l_{max} : Portée la plus grande entre axes des appuis.

- La nervure du radier doit avoir une hauteur hn égale à:

$$hn \geq l_{max}/10 \geq 533/10 \Rightarrow hn \geq 53.30 \text{ cm}$$

hn : Épaisseur de la nervure

Nous optons pour $hd= 60 \text{ cm}$

Nous optons pour $hn= 80 \text{ cm}$

Ces valeurs vérifient la contrainte de sol donnée par le logiciel SAFE.

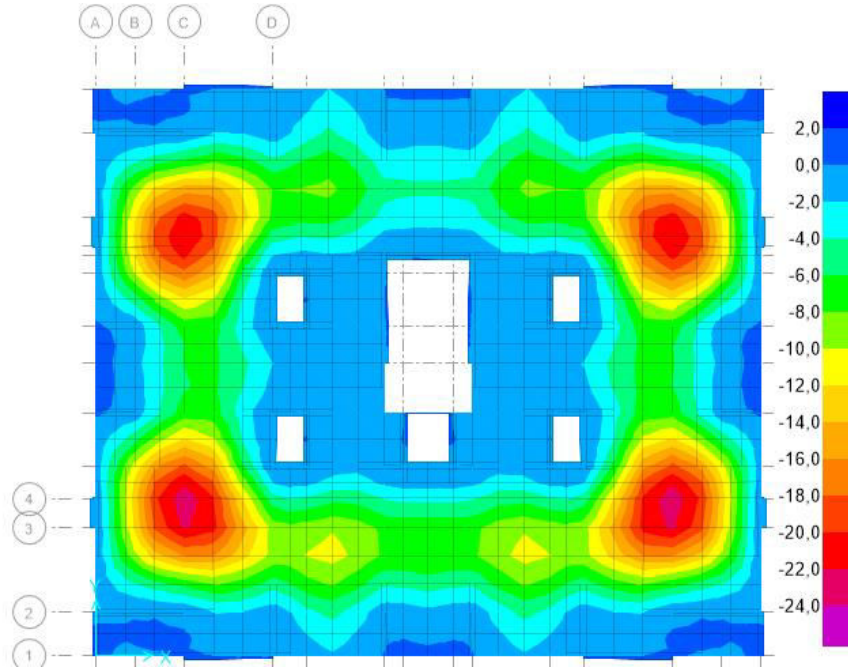


Figure VII.1: Valeurs de diagramme des contraintes de sol en KPa

VII.3.3 Débordement « D » :

$$D \geq (hn/2; 30 \text{ cm}) = \max(55/2; 30 \text{ cm}) \Rightarrow D \geq (27.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

On adopte un débord de 50 cm.

VII.3.4 Vérification de la contrainte du sol :

On a une capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bi} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = Z_{max} \times K \\ \sigma_{b2} = \frac{F_Z}{S_r} \end{cases}$$

Avec : z_{max} : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le logiciel SAFE.

$$Z_{max} = 1.00 \times 10^{-3} \text{ m}$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol ».

$$K = 3 \text{ Kg/cm}^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol) pour } \sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$$

F_z : réaction totale de la structure à l'ELS obtenue par SAFE.

$$F_z = 82474 \text{ KN}$$

S_r : Surface du radier.

$$S_r = S_{Batiment} + S_{Debord} = 624.62 \text{ m}^2.$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K = 1.00 \times 10^{-3} \times 30000$$

$$\sigma_{b1} = 0.3 \text{ bars} \Rightarrow \sigma_{b1} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 1,5$$

$$\sigma_{b1} = \frac{F_z}{S_r} = 1,32 \text{ bars}$$

$$\sigma_{b2} = 1,32 \text{ bars} \Rightarrow \sigma_{b2} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Donc la condition est vérifiée

VII.3.5 Vérification au poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

BAEL91 (Article A.5.2,42)

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h_r : Épaisseur totale de radier.

$$\text{Avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$$

Le voile le plus sollicité : $P_u = 2685 \text{ KN}$

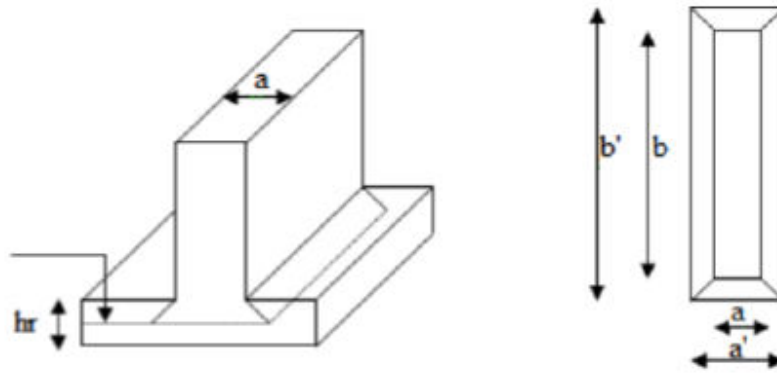


Figure VII.2: Dimensions du radier

Ligne moyenne :

$$U_c = 2 \times (a' + b')$$

$$a' = a + hr \quad b' = b + hr$$

$$U_c = 2 \times (a + b + 2 \times h)$$

$$U_c = 10,2 \text{ m}^2$$

$$H = 0,6 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, \gamma_b = 1,5$$

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$P_u \leq 4590 \text{ KN}$$

$$P_u = 2685 \text{ KN} \leq 4590 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

VII.4 Détermination des moments et efforts tranchants :

Les moments fléchissants sont obtenus à l'aide du logiciel SAFE.

VII.4.1 Moment et effort tranchant du radier :

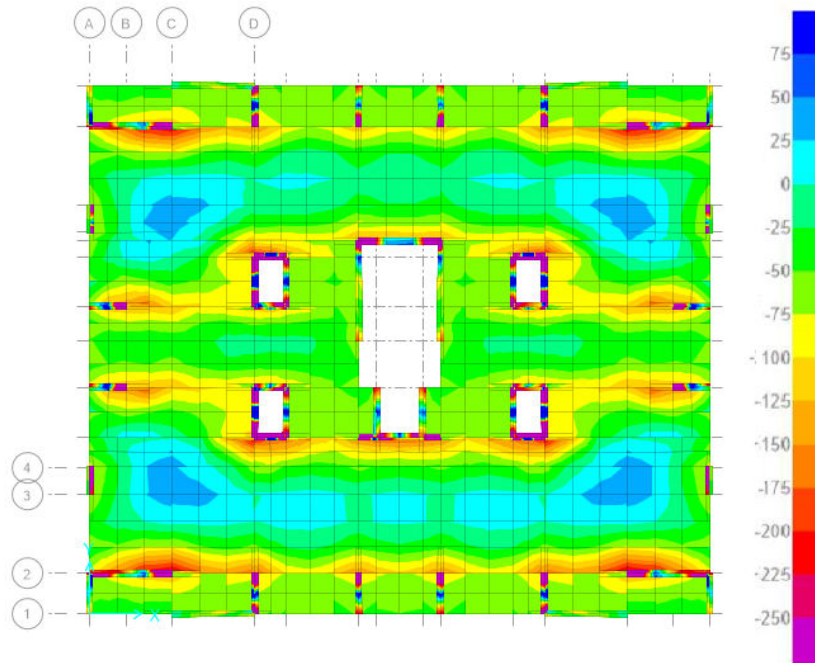


Figure VII.3 : Diagramme des moments de la dalle à l'ELU dans le sens « x »

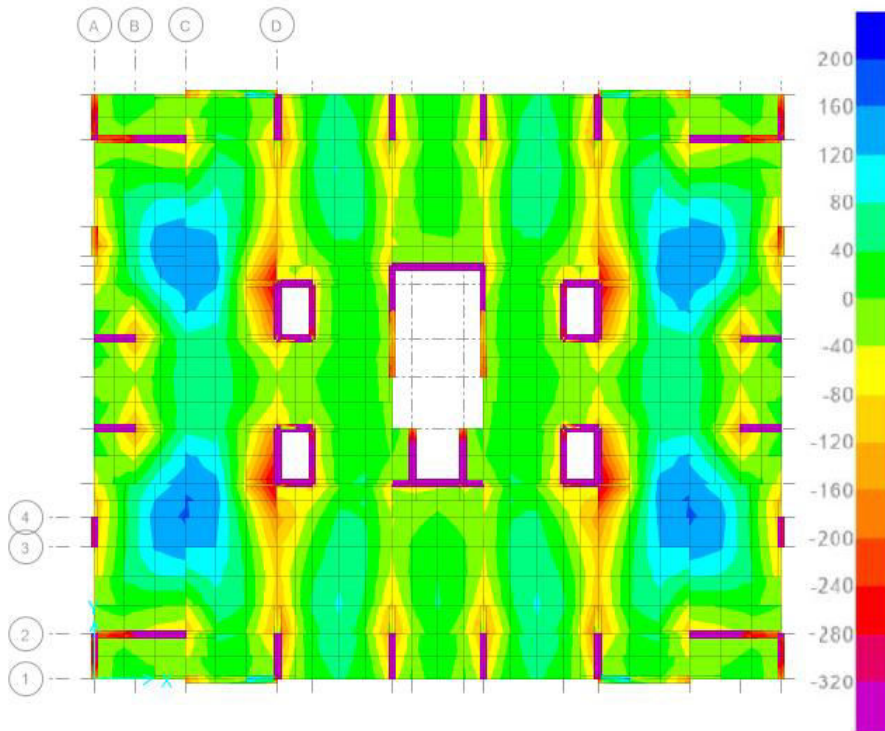


Figure VII.4 : Diagramme des moments de la dalle à l'ELU dans le sens « y »

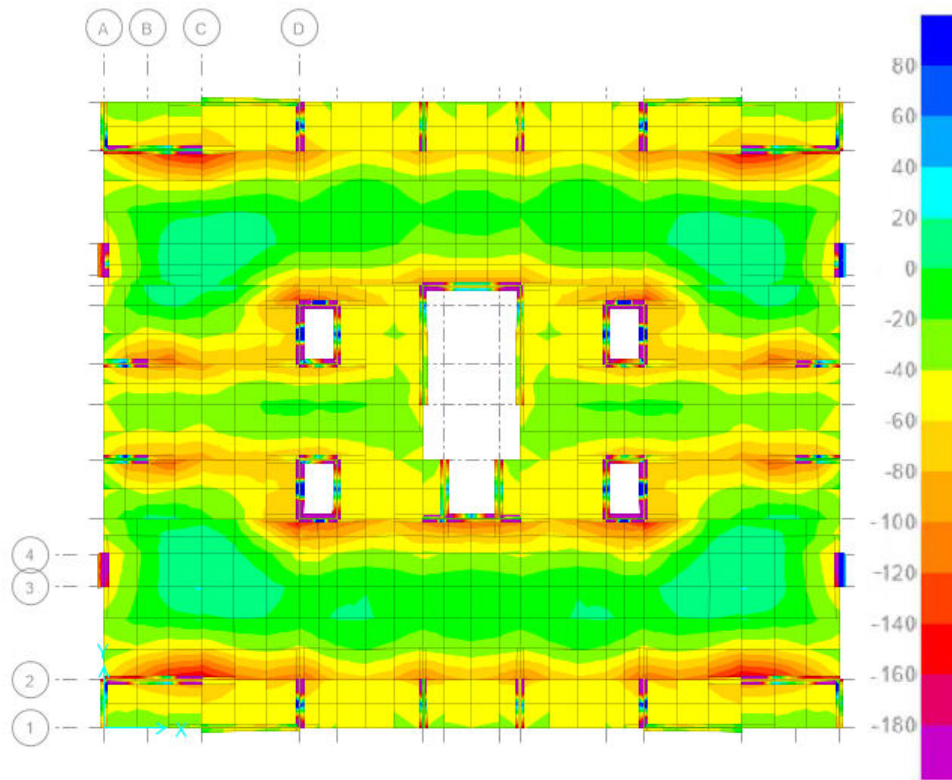


Figure VII.5 : Diagramme des moments de la dalle à l'ELS dans le sens « x »

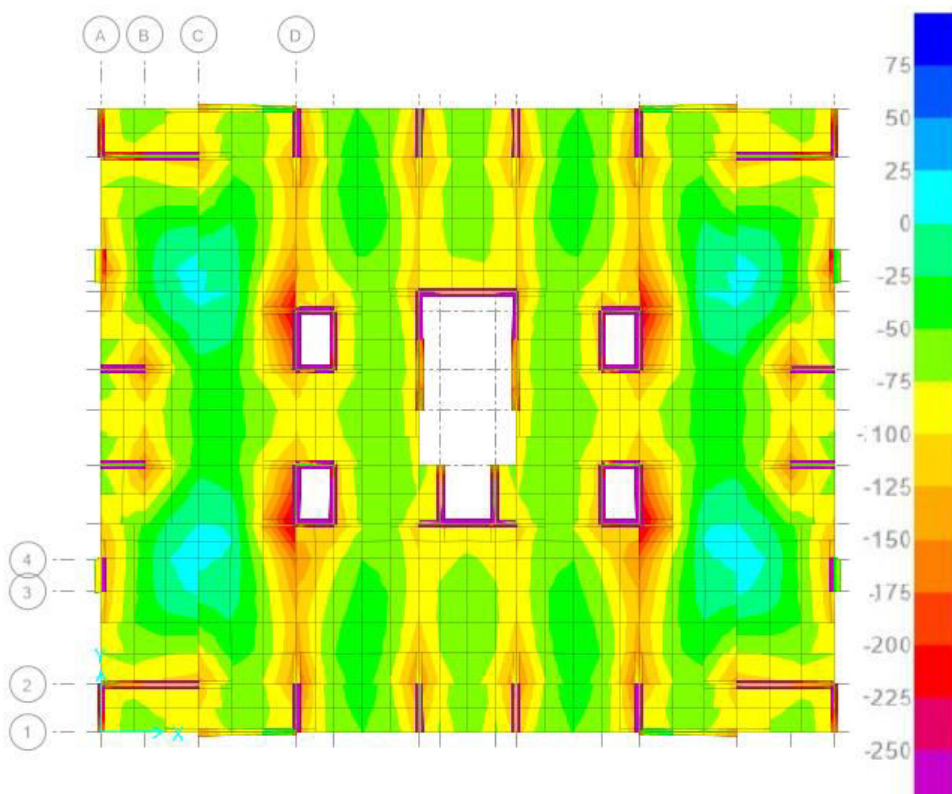


Figure VII.6 : Diagramme des moments de la dalle à l'ELS dans le sens « y »

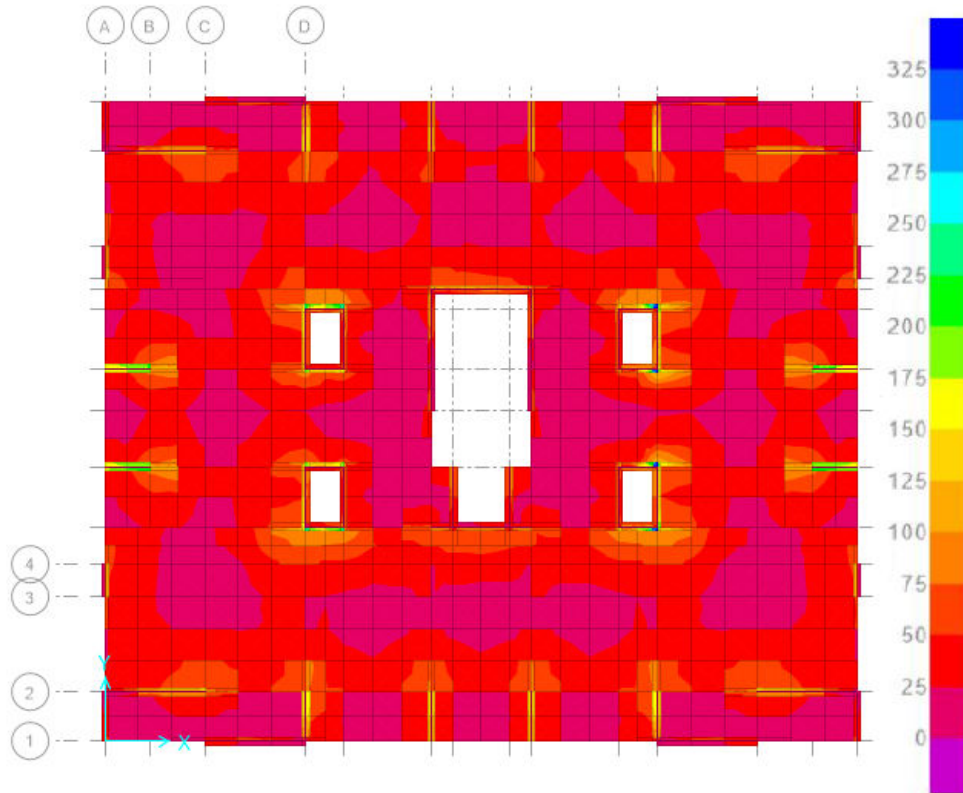


Figure VII.7 : Diagramme effort tranchant de la dalle.

VII.4.2 Moment et effort tranchant de la nervure :

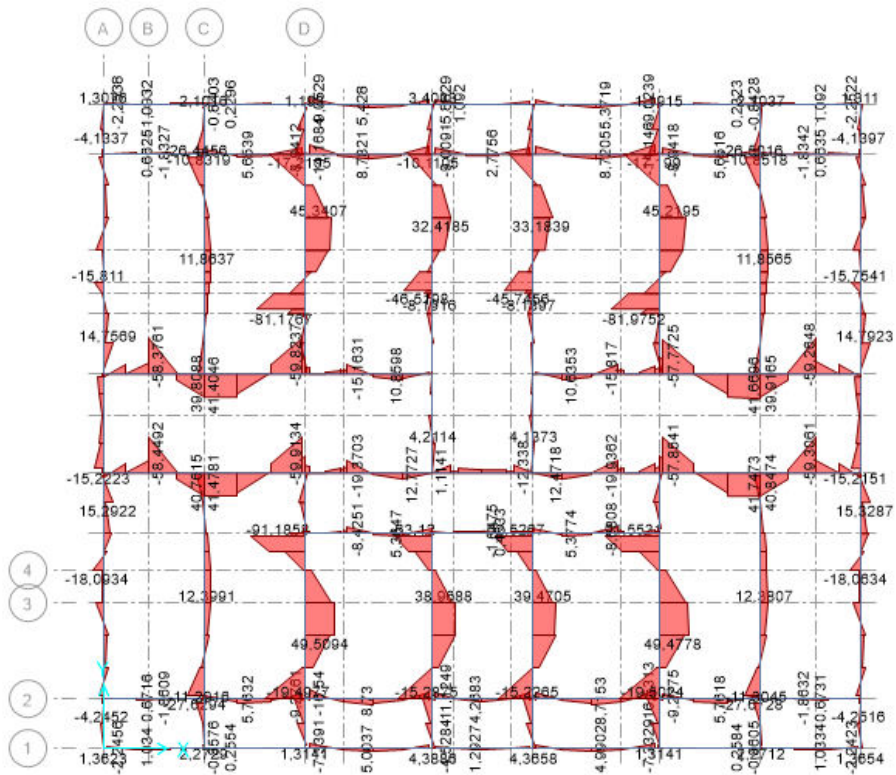


Figure VII.8 : Diagramme des moments de nervure en ELU.

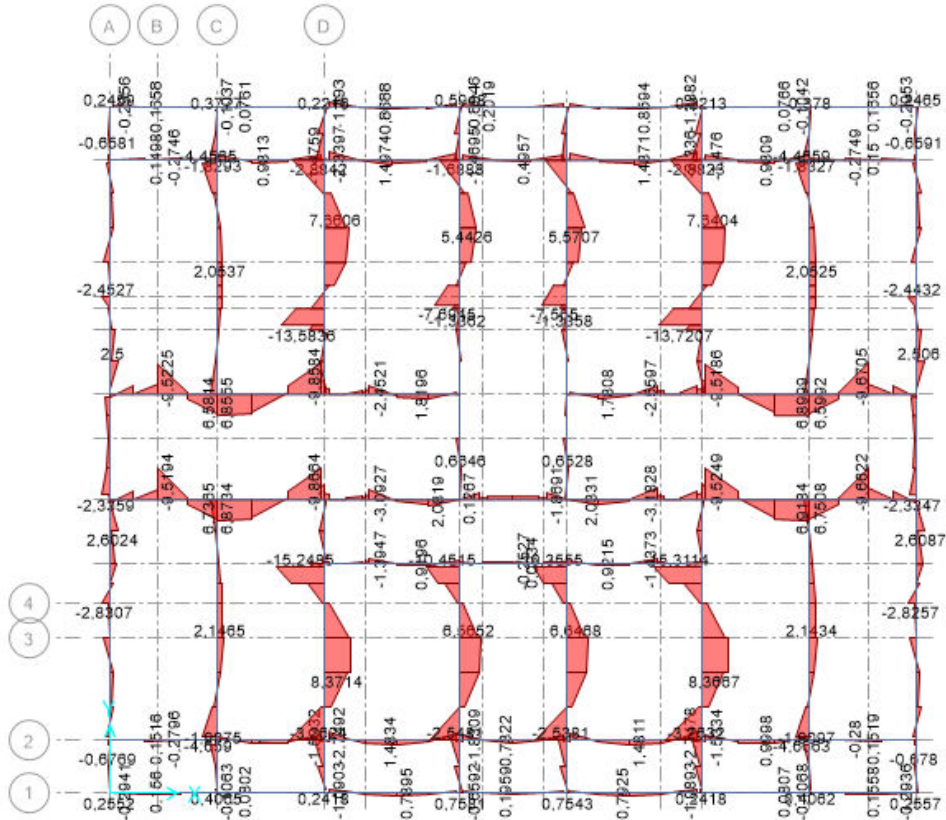


Figure VII.9: Diagramme des moments de nervure en ELS.

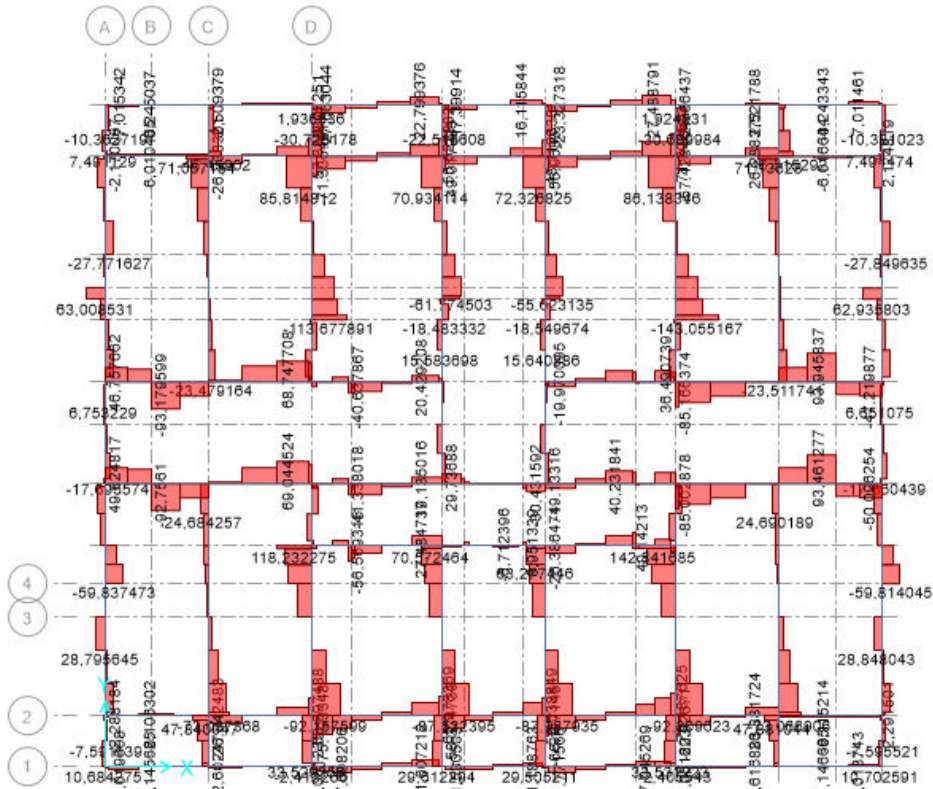


Figure VII.10 : Diagramme effort tranchant de la nervure.

Tableau VII.1 : Moments fléchissant du radier nervuré à l'ELU et l'ELS

		ELU		ELS	
		MX (KN.m)	MY (KN.m)	MX (KN.m)	MY (KN.m)
Dalle	Travée	250	320	180	250
	Appui	75	200	80	75
Nervure	Travée	179	118	141	87
	Appui	306	164	224	54

VII.5 Calcul de Ferrailage de la dalle à l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 0,6 X 1,00 » m² et en deux directions, l'une suivant (X-X) et l'autre suivant (Y-Y).

VII.5.1 Sens X-X :

VII.5.1.1 En travée :

$$\eta_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{250E-3}{1 \cdot 054^2 \cdot 14.2} = 0.06 < \eta_r = 0.392$$

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

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.086) = 0.52$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_t}{z \sigma_s} = \frac{250E-3}{0.52 \cdot 348} = 13.73 \text{ cm}^2$$

Choix : **7T20 = 21.99cm²**

Tableau VII.2 Ferrailage de la dalle en travée suivante Lx

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	Choix de barres
250	13.73	21.99	7T20

Vérifications de Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad A_s = 21.99 \geq \max(6 ; 6.52) \text{ cm}^2$$

VII.5.1.2 En appui :

Tableau VII.3 Ferrailage de la dalle en appui suivant Lx

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	Choix de barres
75	4.02	10.78	7T20

Vérifications de Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad A_s = 10.78 \geq \max(6 ; 6.52) \text{ cm}^2$$

VII.5.2 Sens Y-Y :

VII.5.2.1 En travée :

Tableau VII.4 : Ferrailage de la dalle en travée suivante Ly

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	Choix de barres
320	17.74	28.27	9T20

Vérifications de Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad A_s = 28.27 \geq \max(6 ; 6.52) \text{ cm}^2$$

VII.5.2.2 En appui :

Tableau VII.5: Ferrailage de la dalle en appui suivant Ly

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	Choix de barres
200	10.91	12.06	6T16

Vérifications de Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad A_s = 12.06 \geq \max(6 ; 6.52) \text{ cm}^2$$

VII.5.3 Vérification à l'ELS :

Tableau VII.6: Vérification des contraintes du béton à l'ELS dans les deux sens

	ELS				SENS X-X			SENS X-X		
	Mx (KN.m)	Ast (cm ²)	My (KN.m)	Ast (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	OBS	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	OBS
Travée	180	21.99	250	28.27	4.65	15	CV	5.90	15	CV
Appuis	80	10.78	75	12.06	2.72	15	CV	2.44	15	CV

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS dans les deux sens

	ELS				SENS X-X			SENS X-X		
	Mx (KN.m)	Ast (cm ²)	My (KN.m)	Ast (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	OBS	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	OBS
Travée	180	21.99	250	28.27	168.04	201.63	CV	183.72	201.63	CV
Appuis	80	10.78	75	12.06	148.18	201.63	CV	124.63	201.63	CV

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

VII.5.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{0.325}{1 \cdot 0.9 \cdot 0.6}$$

$$\tau_u = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min} \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min} (2.5 ; 5 \text{ MPa}) \quad \tau_{ul} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \tau_{ul} \quad \text{CV}$$

VII.5.5 Calcul de l'espacement :

$$\text{BAEL91 : } S_t \leq \text{min} (0.9 \cdot d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{min} (48.6 ; 40) \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } S_t = 40 \text{ cm}$$

VII.6 Calcul de Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en rectangulaire (60x80) cm²

VII.6 .1 Sens X-X :

VII.6 .1.1 En travée :

Donc on va calculer le ferrailage de la nervure comme une section rectangulaire.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants.

Tableau VII.8 : Ferrailage de la nervure en travée suivant 'x'

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	Choix de barres
179	8.29	12.32	8T14

Vérifications de Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad A_s = 12.32 \geq \max (7 ; 7.61) \text{ cm}^2$$

VII.6 .1.2 En appui :

Tableau VII.9 : Ferrailage de la nervure en appui suivant 'x'

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	Choix de barres
306	14.36	21.3	6T16+6T14

Vérifications de Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad A_s = 21.3 \geq \max (7 ; 7.61) \text{ cm}^2$$

VII.6 .2 Sens Y-Y :

VII.6 .2.1 En travée :

Tableau VII.10 : Ferrailage de la nervure en travée suivant 'y'

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	Choix de barres
118	5.4	10.66	4T16+2T12

Vérifications de Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad A_s = 10.66 \geq \max(7 ; 7.61) \text{ cm}^2$$

VII.6 .2.2 En appuis :

Tableau VII.11 : Ferrailage de la nervure en appui suivant 'y'

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	Choix de barres
164	7.58	12.06	6T16

Vérifications de Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad A_s = 12.06 \geq \max(7 ; 7.61) \text{ cm}^2$$

VII.6 .3 Vérification à l'ELS :

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes du béton à l'ELS dans les deux sens

	ELS				SENS X-X			SENS X-X		
	Mx (KN.m)	Ast (cm ²)	My (KN.m)	Ast (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	OBS	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	OBS
Travée	141	12.32	87	10.66	2.89	15	CV	1.80	15	CV
Appuis	224	21.3	54	12.06	3.89	15	CV	1.33	15	CV

Tableau VII.13 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS dans les deux sens

	ELS				SENS X-X			SENS X-X		
	Mx (KN.m)	Ast (cm ²)	My (KN.m)	Ast (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	OBS	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	OBS
Travée	141	12.32	87	10.66	168.10	201.63	CV	115.03	201.63	CV
Appuis	224	21.3	54	12.06	175.20	201.63	CV	95.25	201.63	CV

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

VII.6 .4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{0.215}{1*0.9*0.6}$$

$$\tau_u = 0.298 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min} \left(\frac{0.2*f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min} (2.5 ; 5 \text{ MPa}) \quad \tau_{ul} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \tau_{ul} \quad \text{CV}$$

VII.6 .5 Ferrailage transversal :

$$\varphi \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \varphi_i ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi \leq \text{Min} \left(\frac{70}{35} ; 1.4 ; \frac{100}{10} \right)$$

$$\varphi \leq \text{Min} (2 ; 1.4 ; 10)$$

Avec :

$\varphi_i = 1.4 \text{ cm}$ (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenu par les cadres).

Alors on adopte un choix de φ_8 .

VII.6 .6 Calcul de l'espacement :

Vérification de RPA :

Dans la zone nodale :

$$S \leq \text{min} \left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_i ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S \leq \text{min} \left(\frac{70}{4} ; 12 * 0.8 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S \leq 9.6 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2}$$

$$S' \leq 35 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S = 9 \text{ cm}$$

$$S' = 15 \text{ cm}$$

φ_8 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée

Chapitre ⑧

Etude managériale et
économique

VIII. Introduction :

VIII.1 Le management des projets :

Le management des projets de construction exige une connaissance de la gestion moderne, ainsi que la compréhension du processus de conception et de construction. Les projets de construction ont un ensemble spécifique d'objectifs et de contraintes. Le management de projet est l'art de diriger et de coordonner les ressources humaines et matérielles pendant toute la durée d'un projet en utilisant des techniques modernes de management pour atteindre des objectifs préalablement déterminés de coût, durée et de la qualité.

VIII.2 Définition d'un projet :

Dans les affaires et la science contemporaine, un projet est une entreprise collaborative, impliquant la recherche ou de la conception, qui est soigneusement planifiée pour atteindre un objectif particulier. On peut aussi définir un projet comme un ensemble de tâches interdépendantes à exécuter sur une période déterminée et dans certains coûts et limitations.

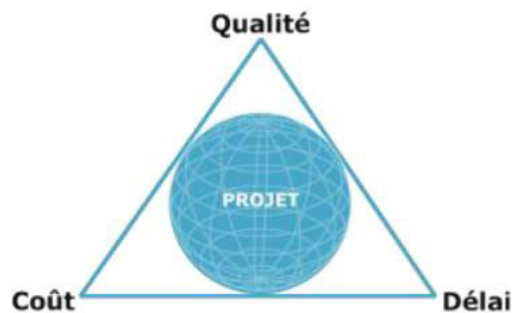


Figure VIII.1: Facteurs principaux d'un projet

VIII.3 Cycle de vie d'un projet :

Le cycle de vie d'un projet commence par une idée ensuite la conception et le planning suivi par la phase d'exécution du projet et enfin la clôture et l'occupation (exploitation) du projet comme indiqué sur la figure :

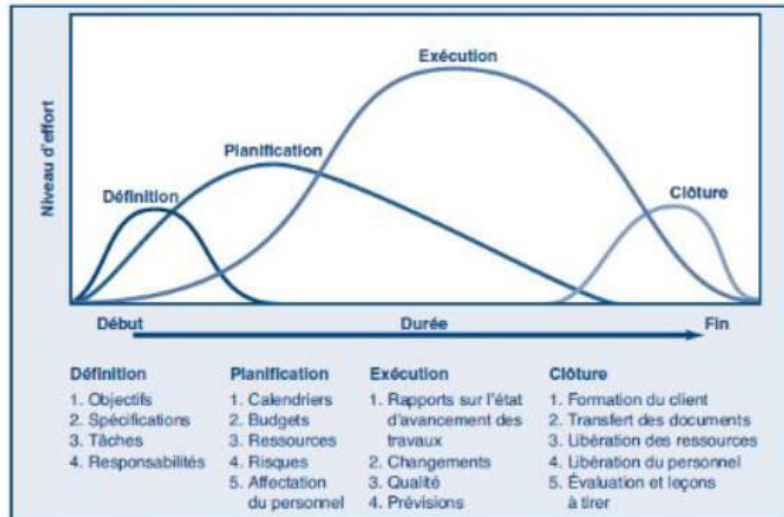


Figure VIII.2: Cycle de vie d'un projet

VIII.4 Les différents intervenants dans un projet :

a. Maître d'ouvrage : Le maître d'ouvrage est la personne, morale ou physique pour lesquels un projet est mis en oeuvre et réalisé. Il doit assurer la bonne gestion à la fois prospective et curative de son projet. Il effectue la programmation des opérations nouvelles pour lesquelles il doit raisonner en coût global sur la durée de vie du projet.

b. Maître d'oeuvre : Le maître d'oeuvre est la personne, morale ou physique, publique ou privée, chargée de traduire en termes techniques les besoins du maître d'ouvrage et de les faire réaliser.

c. Le contrôle technique : Le Contrôle technique de Construction s'exerce tout au long des opérations, très en amont, dès la phase de conception pour identifier et contribuer à la prévention des aléas techniques de la construction, en cours d'exécution et jusqu'à la fin du chantier.

d. L'entreprise : L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'oeuvre. Dans notre cas, les différents intervenants dans notre projet sont :

- Maître d'ouvrage : Ministère d'habitat
- Maître d'oeuvre : ENPI
- Contrôle technique : assuré par CTC (Contrôle technique de constructions)
- Réalisation : Entreprise Italienne CONDOTTE
- Étude géotechnique : LHCO

VIII.5 Objectifs : Pour les besoins inhérents au présent PFE (Projet de fin d'étude), nous avons comme objectifs, de définir le délai et le cout. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons plusieurs outils à utiliser :

- o Préparation du WBS (Works Breakdown Structures)
- o Identification de nos ressources.
- o Identifier les taches. Pour les besoins de notre étude, nous avons choisi le MS Project comme outil de travail.

VIII.6 Définition de Ms Project :

un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet, il permet de gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les coûts et les calendriers. La gestion est assurée par la mise à jour de la progression et le réajustement automatique du projet.

VIII.7 Création d'un projet sur MS Project : Pour créer et gérer un projet sur MS Project il faut suivre des étapes :

1. Définir le calendrier global en prenant en considération tous les jours de repos ainsi que les jours fériés durant toute la période de réalisation du projet
2. Définir les tâches.
3. Organiser l'enchaînement des tâches.
4. Définir les ressources.
5. Attribuer les ressources aux tâches.
6. Démarrer le projet [Outils –Suivi –Mettre à jour le projet].
7. Informer les acteurs.
8. Introduire les états d'avancement.
9. Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
10. Clôturer le projet.

VIII.8 Taches livrables :

Une tache :

Une tache est une action à mener pour aboutir à un résultat. À chaque tâche définie, il faut associer :

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journées, et des travailleurs.
- Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin. Les taches sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées à savoir :
 - Liaison Fin – Début : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne commence.
 - Liaison Fin- Fin : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne finisse. ➤ Liaison Début- Début : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne commence.
 - Liaison Début- Fin : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne finisse.

Un livrable

Un livrable est tout résultat, document, mesurable, tangible ou vérifiable, qui résulte de l'achèvement d'une partie de projet ou du projet.

VIII.9 WBS (Work Break-down Structure) : Un WBS de projet permet de décomposer celui-ci visuellement en unités gérables et appréhendables par tous les membres de l'équipe, chaque niveau du WBS permettant d'approfondir le détail des tâches jusqu'au niveau final. Le WBS est une approche :

- Structurée.
- Elle permet de visualiser l'ensemble du projet.
- D'éviter les oublis.
- De faciliter les consolidations d'information.
- D'identification des éléments du projet de plus en plus simple.

VIII.10 Définition des ressources :

VIII.10.1 Les ressources humaines : Dans notre projet on a huit groupes :

1. Groupe des ingénieurs : qui s'occupe de tout ce qui est suivi et contrôle.
2. Groupe des coffreurs : qui s'occupe de tout ce qui est tâche coffrage dans le projet.
3. Groupe des ferrailleurs : qui s'occupe de tout ce qui est tâche, ferrailage dans le projet.
4. Groupes des maçons : qui s'occupe de tout ce qui est tâche maçonnerie.
5. Groupe des électriciens : qui s'occupe tout ce qui est tâche d'électricité dans le projet.
6. Groupe de plomberie : qui s'occupe tout ce qui est tâche plomberie dans le projet.
7. Groupe de menuiserie : qui s'occupe tout ce qui est tâche menuiserie dans le projet.
8. Groupe de peinture : qui s'occupe tout ce qui est tâche peinture dans le projet.

VIII.10.2 Les ressources matérielles : On distingue deux types de ressources matérielles :

- Engins : Les ressources matérielles type engins affecté à notre projet sont :
 - o Tracteur pour eau
 - o Pelle hydraulique
 - o Camion 10 tonnes
 - o Grue o Pompe à injection du béton
 - o Chargeur

VIII.11 Étude économique :

VIII.11.1 Résultats obtenus :

Après l'introduction de toutes les informations (les taches avec leur durée sur logiciel MS Project et le cout estimé avec les ressources sur Excel), on obtient le résultat suivant :

Tableau VIII.1 : Devis quantitatif et estimatif

N	Désignations des ouvrages	Unité	Quantité	P.U (DA) en H.T	Totale (DA) en H.T
I) Lot Terrassement					
1	Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiment compris de réglage de paroi et le nettoyage de fond et toute sujétion d'exécution.	M ³	3749	500	1874500
2	Evacuation de la terre à la décharge publique. Compris de chargement et déchargement et toutes sujétions d'exécution.	M ³	3749	400	1499600
Sous total Terrassement					3374100

II) Lot Infrastructure					
1	Béton de propreté dosé à 250 kg/m ³ 10cm d'épaisseur.	M ³	67.6	8000	540800
2	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour le radier générale et la nervure. Compris coffrage façonnage des aciers et coulage décoffrage nettoyage et vibration.	M ³	158.2	42000	6644400

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

3	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour le mur de soutènement. Compris coffrage façonnage des aciers et coulage décoffrage nettoyage et vibration.	M ³	514	42000	2158800
4	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour voile. Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration.	M ³	12	42000	504000
5	Hérissonnage en pierre sèche y compris le remplissage et le compactage et l'arrosage d'épaisseur 10cm et toutes sujétions d'exécution.	M ²	134	160800	96600
6	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour plateforme. Compris coffrage treillis soudé coulage décoffrage nettoyage et toutes sujétion d'exécution.	M ³	100.6	35000	3521000
Sous total Infrastructure					13465600
III) Lot Assainissement					
1	Exécution de regard de chute en béton armé dosé 350kg/m ³ compris de coffrage ferrailage coulage décoffrage et toutes sujétion.				
1-1	60×60	U	8	15000	120000
1-2	80×80	U	8	20000	160000

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

1-3	100×100	U	8	25000	200000
2	Assainissement en PVC Ø60 (ml) fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétion.	MI	41	5000	205000
3	Assainissement en PVC Ø40 (ml) fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétion.	MI	38	4500	171000
4	Exécution de caniveau en béton armé 0,4 × 0,5 compris de coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage.	MI	20	20000	400000
Sous total Assainissement					1256000
IV) lot Superstructure					
1	Béton armé dosé à 350kg/m ³ . Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et Vibration				
1-1	Voiles.	M ³	359	42000	15078000
1-2	Poutre (principale, chaînage).	M ³	443	42000	18606000
1-3	Escalier.	M ³	23,6	42000	991200
1-4	Acrotère.	M ³	6,9	40000	276000
	Plancher en corps creux de (16+5) cm comporte de poutrelle en béton armé dosé à 350kg/m ³ et				

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

2	dalle de compression et hourdis et treillis soudé de (15×15) compris de coffrage ferrailage des poutres et poutrelles coulage décoffrage vibration et nettoyage.	M ²	4460	3500	15610000
Sous total Superstructure					50561200
V) Lot Maçonnerie					
1	Mur extérieur en double parois de 30cm en brique de 15cm plus brique en 10cm avec une lame d'air de 5cm avec un joint vertical et horizontal en ciment entre les briques.	M ²	2496,5	2400	5991600
2	Mur intérieur simple paroi en brique creuse d'épaisseur (ep=15cm) avec joint de ciment verticale et horizontale.	M ²	984,3	1800	1771740
3	Mur intérieur simple paroi en brique creuse d'épaisseur (ep=10cm) avec joint de ciment verticale et horizontale.	M ²	2214,1	1500	3321150
4	Enduits extérieurs des murs doubles parois en 3 couches et sujétions d'exécution.	M ²	2496,5	1000	2496500
5	Enduits intérieurs des murs simples parois et plafond en 2 couches et toutes sujétions d'exécution.	M ²	12833,3	800	10266640
Sous total Maçonnerie					23847630

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

VI) Lot Evacuation intérieure					
1	Fourniture et posé tuyauterie en PVC de Ø110 pour des eaux pluviale et usées compris des pièces, colliers toutes sujétions d'exécution.	ML	310	1800	558000
2	Fourniture et posé de conduite de raccordement en PVC de Ø40 y compris accessoires, colliers toutes sujétions d'exécution.	ML	216	750	162000
3	Fourniture et posé de conduite de raccordement en PVC de Ø80 pour compris des pièces, colliers toutes sujétions d'exécution.	ML	300	1500	450000
4	Fourniture et posé de siphon de sol complet de Ø40.	U	80	1000	80000
Sous total Evacuation intérieure					1250000
VII) Lot Ouvrages divers					
1	Exécution d'un potager de cuisine compris de paillasse en béton armé et une plaque de marbre et jambage en brique avec réservation d'évier et enduit extérieur et intérieur et pose de cadre en bois et toutes sujétion d'exécution.	U	40	50000	2000000
2	Exécution de conduite de fumé type shunt compris enduis en ciment et branchement de chauffage et toutes sujétion d'exécution.	ML	152	3000	456000

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

3	Exécution de conduite d'aération et toute sujétion d'exécution.	ML	152	2500	380000
4	Fourniture et pose de grille d'aération pour ventilation de la cuisine en PVC.	U	80	5000	400000
5	Fourniture et pose d'ascenseur compris des équipements, installation et réglage et toutes sujétions d'exécution.	U	1	4800000	4800000
Sous total Ouvrage divers					8036000
VIII) Lot Revêtement					
1	Fourniture et pose de la dalle de sol de qualité (logements, locaux, placard, cage escalier) compris de mortier en ciment et joint de ciment blanc et nettoyage et toutes sujétions d'exécution.	M ²	6421	2500	16052500
2	Fourniture et pose de faïence de qualité pour cuisine et salle de bain compris de mortier en ciment et joint de ciment blanc et nettoyage et toutes sujétion d'exécution.	M ²	2666	2000	5332000
3	Fourniture et pose plinthes de terre cuite et frises en partie haute de faïence compris de mortier en ciment et joint de ciment blanc et nettoyage et toutes sujétions d'exécution.	ML	4170	500	2085000

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

4	Fourniture et pose la chape en béton dosé à 250 kg/m ³ compris toutes sujétions d'exécution.	M ²	3820	2000	7640000
Sous total Revêtements					31109500
IX) Lot Electricité					
1	Fourniture et pose de tableau de distribution type boîtier en en plastique encastré aux murs composé de disjoncteur différentiel et divisionnaire.	U	49	12000	588000
2	Fourniture et pose des interrupteurs simple et double et les prises de courant compris des gains et le fils 1,5mm et 2,5mm et les boîtes dérivation + appareillage + capteur.	U	945	400	378000
3	Fourniture et pose de point lumineux à vis pour lampe compris des gains, boite de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	654	350	228900
4	Fourniture et pose de réglette appliquée à 0,6m au-dessus du potager, compris des gains, fileries, boite de dérivation, d'encastrement, branchement toutes sujétion d'exécution.	U	40	1200	48000
5	Fourniture et pose de câble d'alimentation des différents appartements et des locaux.	ML	325	300	97500

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

6	Fourniture et pose de sonnerie compris de bouton poussoir, gains, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, et branchement.	U	40	1200	48000
Sous total Electricités					1388400
X) Plomberie					
1	Fourniture et pose de siège anglais encastré en porcelaine vitrifiée compris de branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	49	9500.00	465500
2	Fourniture et pose Baignoire encastré en porcelaine vitrifiée compris de branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	40	25000	1000000
3	Fourniture et pose de lavabo en porcelaine compris de siphon d'évacuation, branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	49	10000	490000
4	Fourniture et pose d'évier de cuisine en inox à un bac compris d'un siphon, PVC Ø40 mm, branchement et toutes sujétions d'exécution.	U	40	8000	320000
5	Faire et pose réservoirs de douche avec toutes sujétions d'exécution.	U	40	8500	340000
6	Fourniture et pose de tuyauterie de multicouche pour alimentation des eaux froid et chaud avec toutes sujétions d'exécution.	ML	1645	2000	3290000

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

7	Fourniture et pose des robinets de barrage pour comteur.	U	49	1200	58800
8	Fourniture et pose de robinet d'arrêt générale compris de toute sujétion d'exécution.	U	1	4500	4500
9	Fourniture et pose des Robinets de puisage compris de toute sujétion d'exécution.	U	40	800	32000
10	Fourniture et pose des mélangeurs pour évier et salle de bain compris de toute sujétion d'exécution.	U	129	4500	580500
11	Fourniture et pose des tuyauteries en cuivre qualité GAZ compris raccorde de branchement, soudure et toute sujétion d'exécution.	ML	500	3500	1750000
12	Fourniture et pose des robinets de barrage pour compteur et pour appartement agréent par SONELGAZ. Compris de toute sujétion d'exécution.	U	80	2000	160000
13	Fourniture et pose de robinet d'arrêt agréée par SONALGAZ pour cuisinier, chauffe-eau et chauffage y compris de toute sujétion d'exécution.	U	120	2500	300000
Sous total Plomberies					8791300
XI) Lot Menuiserie Bois					

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

1	Fourniture et pose porte salon (1,2× 2,5) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	100	20000	2000000
2	Fourniture et pose des portes des chambres et de balcon (0,9× 2,2) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	100	15000	1500000
3	Fourniture et pose des portes de (0,9× 2,2) m ² pour cuisine compris de toute sujétion d'exécution.	U	40	15000	600000
4	Fourniture et pose des portes de (0,75× 2,2) m ² pour sanitaire des appartements et des locaux compris de toute sujétion d'exécution.	U	92	14000	1288000
5	Fourniture et pose de toutes les fenêtres (1,4× 1,4) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	160	25000	4000000
6	Fourniture et pose de chausser vitrer pour sanitaire (0,5×0,5) m ² compris de toutes sujétion d'exécution.	U	6	5000	30000
7	Fourniture et pose de porte (0,6 ×2) m ² pour placard et compris de toute sujétion d'exécution.	U	40	9000	360000
Sous total Menuiserie Bois					9778000
XII) Lot Menuiserie Métallique					
	Fourniture et pose des portails de (4×4,5) m ² pour				

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

1	sous-sol compris de cadre et quincaillerie et toutes sujétions.	U	2	100000	200000
3	Fourniture et pose la porte d'accès du bloc à 2 vantaux avec grille d'aération de (1,5×2,5) m ² compris de quincaillerie et toutes sujétions.	U	1	55000	55000
4	Fourniture et pose les portes d'accès de logement de dimension (1,1 × 2,5) m ² compris de quincaillerie et toutes sujétions.	U	40	30000	1200000
5	Fourniture et pose des fenêtres métalliques d'escalier de (0,5×1,3) m ² y compris toutes sujétions.	U	20	18000	360000
6	Fourniture et pose de portillon métallique de (0,8×0,8) m ² y compris de toutes sujétions.	U	1	15000	15000
7	Fourniture et pose des boites aux lettre à clef de type métallique au niveau de RDC de dimension (0,25×0,25) m ² y compris de toutes sujétions.	U	40	2500	100000
8	Fourniture et pose de porte métallique (0,6 ×2) m ² type SONALGAZ pour armoire électrique y compris de toutes sujétions.	U	1	25000	25000
Sous total Menuiserie Métallique					1955000
XIII) Lot Etanchéité					

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

1	Forme de pente en béton dosé à 250kg/m ³ compris de polystyrène et flue polyane sur 2 faces et repérages de pente d'écoulement des eaux pluviales.	M ²	322,8	2500	807000
2	Fourniture et pose l'étanchéité en 36 st 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	645,6	1500	968400
3	Fourniture et pose de Paxalumin sur l'acrotère y compris de toutes sujétions.	ML	102,4	1200	122880
4	Fourniture et pose de protection de l'étanchéité en gravillon roulé.	M ²	322,8	1000	322800
5	Fourniture et pose de gargouille en plombe Ø110 y compris de crapaudine et de toutes sujétions.	U	6	4000	24000
Sous total Etanchéité					2245080
IVX) Lot Peinture – Vitrerie					
1	Fourniture et pose de peinture vinylique sur mur extérieur en 3 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	2496,5	400	998600
2	Fourniture et pose de peinture vinylique intérieur pour les murs et sous plafond en 2 couche y compris de toutes sujétions.	M ²	3985,7	350	1394995
	Fourniture et pose de peinture laquée pour les				

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

3	murs et sous plafond en 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	3985,7	350	1394995
4	Fourniture et pose de peinture de l'huile sur menuiserie métallique en 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	214,6	320	68672
5	Fourniture et pose de peinture de l'huile sur menuiserie bois en 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	1567,8	320	501696
6	Fourniture et pose de verre de 4 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	M ²	145	2000	290000
7	Fourniture et pose de verre martelé de 6 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	M ²	30	5000	150000
8	Fourniture et pose de verre armé de 6 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	M ²	18	10000	180000
Sous total Peinture – Vitrerie					4978958
MONTANT TOTAL EN -H.T-					162036768
Le taux de TVA est de 19% en 2018					
MONTANT TOTAL AVEC -T.V.A-					192823754

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

Tableau VIII.2: le coût global et la durée totale du projet

La durée totale du projet en jours	513
La date du début du projet est prévue	Le 02-Janvier-2018
La date de la fin du projet est prévue	Le 01-Avril-2020
Le coût du projet	192 823 754 DA

Le prix de chaque logement est :

$$P_{\text{logement}} = \frac{P_{\text{total}}}{\text{nbrlogement}} = \frac{192\,823\,754}{40}$$

$$P_{\text{logement}} = 4\,820\,593.85 \text{ DA}$$

CONCLUSION GÉNÉRALE

En fin de ce modeste travail, nous sommes persuadés que ce système de contreventement conformément aux règlements technique en vigueur est très conseillé en zone de faible sismicité, parce qu'il représente une capacité de résistance satisfaisante.

Comme à travers de cette étude, nous avons pu assimiler nos différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outil informatique qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures (SAP 2000, AUTO-CAD), en tenant compte de la sécurité et la résistance structurale ; de la conception et l'exécution, sans oublier le côté managérial de ce projet.

- *Il est nécessaire de disposer les voiles dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure durant le séisme.*
- *Reposons sur les résultats obtenus dans l'étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme.*
- *En tenant en compte du rapport géotechnique un radier général était la solution parfaite pour la fondation de ce bâtiment.*
- *l'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans le délai et le coût.*

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie Professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Références bibliographiques

- [BAEL, 91] Révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton armé.
- [DTR B.C 2.2] Charges permanentes et Charges d'Exploitation.
- [RPA99version 2003] Règles parasismiques algériennes RPA99 Version 2003.
- R. Taleb, B. Eldjouzi, Cours de dimensionnement des voiles en B.A
- A. *BOUANANI, M.A. YOUNI*, Etude structurelle d'un bâtiment voile dalle (RDC + 9) à usage d'habitation, Master en ingénierie des structures, 2018, Université de Tlemcen.
- R. Taleb, Calcul des structures selon les RPA99 Version 2003, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique

Logiciels utilisés :

- ❖ AUTOCAD
- ❖ SAP 2000
- ❖ SAFE
- ❖ Ms Project
- ❖ Microsoft Word
- ❖ Microsoft Excel