

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaïd-Tlemcen

Faculté de TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme de **MASTER en Génie civil**

Spécialité : Structures

Présenté par :

Bouazza Hocine Adnane

Bencheikh Imad-Eddine

Etude technico-économique d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation en béton armé

Soutenance septembre 2021, devant le jury composé de :

Mme BENKELFAT N.

Présidente

Mr GHENNANI

Examineur

Mr HOUTI FB.

Encadrant

Mr BENAMAR A.

Encadrant

Année Universitaire : 2020 /2021

Résumé

Ce projet présente une étude technique et managériale d'une structure en béton armé à usage d'habitation, commerce et parking, constitué d'un Sous sol, Rez-de-chaussée plus dix étages, elle est implantée à la Wilaya de Tlemcen.

Cette région est classée en zone sismique (I) selon le Règlement Algérien Parasismique (RPA99/Version2003). Ce travail qui nous a été confié d'un coté il est constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (C.B.A.93 et RPA99/V2003) et d'un autre côté managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de définir le délai et le coût global du projet.

Mots clefs : Béton Armé ; Bâtiment ; Etude dynamique ; RPA99/V2003 ; Management.

Abstract

This project presents a technical and managerial study of a reinforced concrete structure for residential, commercial and parking use, consisting of a basement, ground floor plus ten floors, it is located in the Wilaya of Tlemcen.

This region is classified as a seismic zone (I) according to the Algerian Parasismic Regulations (RPA99 / Version2003). This work, which has been entrusted to us on the one hand, consists of a technical study which is the analysis and sizing of the building while applying the construction rules in force (CBA93 and RPA99 / V2003) and of another managerial aspect, which concerns the identification of all the tasks of our project to be accomplished in order to define the deadline and the overall cost of the project.

Keywords: Reinforced concrete; Building ; Dynamic study; RPA99 / V2003; Management.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة فنية وإدارية لهيكل خرساني مقوى للاستخدامات السكنية والتجارية ومواقف السيارات ، ويتكون من بدروم وطابق أرضي بالإضافة إلى عشرة طوابق ، ويقع في ولاية تلمسان.

تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية (I) وفقاً للوائح الجزائرية لمكافحة التطفل (RPA99 / الإصدار 2003). يتكون هذا العمل ، الذي تم تكليفنا به من ناحية ، من دراسة فنية تتمثل في تحليل المبنى وتحديد حجمه أثناء تطبيق قواعد البناء المعمول بها (CBA93) و (RPA99 / V2003) ومن جانب إداري آخر يتعلق تحديد جميع مهام مشروعنا المراد إنجازها من أجل تحديد الموعد النهائي والتكلفة الإجمالية للمشروع.

الكلمات الرئيسية: الخرسانة المسلحة؛ بناء؛ دراسة ديناميكية RPA99 / V2003 ؛ التسيير

Sommaire

Introduction générale :	1
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I.1 Présentation générale :	3
I.1.1 Implantation du projet :	Erreur ! Signet non défini.
I.1.2 Caractéristique géométrique de la structure :	Erreur ! Signet non défini.
I.1.3 Classification de l'ouvrage selon son importance :	4
I.2 conception de l'ouvrage :	5
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	5
I.3.1 Béton :	6
I.3.2 Acier :	Erreur ! Signet non défini.
I.3.3 : Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :	Erreur ! Signet non défini.
I.3.4 : Contraintes limites :	7
I.3.5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :	8
Chapitre II :Pré-dimensionnement et descente de charge	Erreur ! Signet non défini.
II.1 Introduction :	8
II.2 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :	8
II.3 Dimensionnement des poutrelles :	9
II.4 Poutres principales :	9
II.5 Poutres secondaires :	10
II.6 Poteaux:	10
II.7 Pré dimensionnement des escaliers:	13
II.7.1 Dimensionnement des escaliers:	15
II.8 Voiles:	20
II.9 Balcon :	Erreur ! Signet non défini.
II.10 Evaluation des charges et surcharges :	21
II.10.1 Plancher RDC :	Erreur ! Signet non défini.
II.10.2 Plancher étage courant:	Erreur ! Signet non défini.
II.10.3 Plancher terrasse accessible:	Erreur ! Signet non défini.
II.11 Balcon :	22
II.12 Murs :	23
II.12.1 Mur extérieur :	Erreur ! Signet non défini.
II.12.2 Mur intérieur :	Erreur ! Signet non défini.
II.13 Les escaliers :	24

Chapitre III :Etude des éléments secondaires.....	26
III.1 Introduction:	27
III.2 Etude des planchers :	27
III.2.1 Plancher corps creux :	27
III.2.1.1 Introduction:	27
III.2.1.2 Combinaison des charges:	27
III.2.2 Types des poutrelles:	28
III.2.3 Charges et surcharges des poutrelles:.....	28
III.3 Methodes de calcul :	29
III.3.1 Methode forfaitaire:.....	29
III.4 Moment fléchissant et effort tranchant:.....	36
III.5 Choix des armatures:	38
III.5.1 Armatures longitudinales :	38
III.5.2 Armatures transversales :	38
III.6 Dalle d’ascenseur :	40
III.6.1 Introduction :	40
III.6.2 combinaison de charges:	40
III.6.3 Charges et surcharges supportées par la dalle:	40
III.7 Etude des escaliers :.....	49
III.7.1 Moments fléchissants et efforts tranchants :	49
III.8 Etude du balcon :.....	53
III.8.1 Introduction:	53
III.8.2 Combinaison des charges:	53
III.8.3 Types des balcon:	53
III.8.4 Charges appliquées su balcon :.....	53
III.9 Etude de l’acrotère :	56
III.9.1 Introduction:	56
III.9.2 Combinaison des charges:	56
III.9.3 Ferrailage de l’acrotère:.....	57
III.9.3.1 Calcul Armatures longitudinales :	57
III.9.3.2 Calcul de l’excentricité :	57
III.9.3.3 Calcul des contraintes :.....	60
III.10 Conclusion :	62
Chapitre IV :Etude dynamique.....	65
IV.1 Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1 L’étude dynamique:	66

IV.2.1 But :	66
IV.3 Modalisationde la structure :	66
IV.4 Les conditions à vérifier :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5 La disposition des voiles :	Erreur ! Signet non défini.
IV.6 Poids totale de la structure :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7 Détermination de l'effort tranchant à la base (V) :	75
IV.8 Méthode d'analyse spectrale :	75
IV.9 Résultante des forces sismiques de calcul :	76
IV.10 Vérification de l'effet P- Δ :	80
IV.11 Conclusion :	81
IV.12 Conclusion générale :	81
Chapitre V :Etude des éléments structuraux	80
V.1 Edude des poteaux :	81
V.1.1 Introduction :	81
V.1.2 Combinaison des charges :	81
V.1.2.1 Selon (C.B.A.93) :	81
V.1.2.2 Selon RP A99 /version2003 :	81
V.1.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	81
V.1.4 Sollicitations dans les poteaux :	82
V.2 Ferrailages des poteaux :	83
V.2.1 Armatures longitudinales :	83
V.2.2 Calcul des longueurs de recouvrement :	87
V.2.3 Armatures transversales :	87
V.2.4 Vérification à l'état limite de service :	89
V.3 Les poutres :	91
V.3.1 Introduction :	91
V.3.2 Combinaisons des charges :	92
V.3.2.1Selon(C.B.A.93) :	92
V.3.2.2 Selon RPA 99 /version2003 :	92
V.3.3 Moments fléchissant et efforts tranchants :	92
V.3.4 Ferrailage des poutres :	93
V.3.4.1 Armatures longitudinales :	93

V.3.4.2 Calcul de ferrailage :.....	93
V.3.4.3 Calcul longueurs d’ancrage et de recouvrement:.....	93
V.3.4.4 Vérification à l’état limite de service:.....	101
V.3.4.5 Justification des poutres aux niveaux des appuis:.....	105
V.3.4.6 Vérification des nœuds:.....	106
V.3.4.7 Vérification de la flèche:.....	109
V.3.4.8 Règle concernant les arrêts des armatures:.....	110
V.4 Etude des voiles :.....	111
V.4.1 Introduction:.....	111
V.4.2 Combinaison des charges:.....	111
V.4.3 Disposition des voiles:.....	111
V.4.4 Voiles Périphériques (sous-sol) :.....	125
V.4.5 Dimension du voile :.....	125
V.5 Conclusion :.....	131
Chapitre VI :Étude de	
l’infrastructure :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.1 Introduction :.....	131
VI.2 Choix de type de fondation :	131
VI.3 Hypothèse de calcul:	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.1 Etudes des semelles isolées:.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.1.1 Pré-dimensionnement des semelles isolées:.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.1.2 Vérification de chevauchement entre semelle:.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2 Etude des semelles filantes:.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2.1 Pré-dimensionnement des semelles filantes:.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2.2 Vérification de chevauchement entre semelle filante:	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.3 Etude d’un radier:.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.3.1 Définition de radier:	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.3.3 Pré-dimensionnement du radier:	Erreur ! Signet non défini.
VI.4 Vérification nécessaires:	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1 Vérification contrainte de sol :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2 Vérification contrainte vis-à-vis le poçonnement :	Erreur ! Signet non défini.
VI.5 Calcul de ferrailage :	Erreur ! Signet non défini.

VI.5.1 Ferrailage de la dalle du radier :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.1.2 Choix de ferrailage :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.1.3 Vérification au cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.4 Calcul de l'espacement selon B.A.E.L 91	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.2 Nervure :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.2.1 Calcul de ferrailage longitudinal :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.2.2 Vérification contrainte de cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.2.4 Calcul de ferrailage transversal :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.6 Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre VII :Etude managériale	142
VII.1 Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.2 Présentation de projet :.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.3 Diagramme de Gantt :.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.4 Ms project :	Erreur ! Signet non défini.
VII.5 Devis quantitatif et estimatif:.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.6 Estimation des couts et taches:	Erreur ! Signet non défini.
VII.6 Planification:.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.6 Conclusion:	Erreur ! Signet non défini.

Liste des tableaux

Tableau 1: Caractéristiques géométriques	3
Tableau 2: Dimension et vérification des poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 3: Epaisseurs des escaliers.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 4: Charges et surcharges du plancher RDC	23
Tableau 5: Charges et surcharges du plancher étage courant	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 6: Charges et surcharges terrasse accessible	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 7: Charges et surcharges balcon.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 8: Charges du au murs extérieurs	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 9: Charges du au murs intérieurs.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 10: Charges et surcharges sur la volé 1	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 11: Charges et surcharges sur la volé 2	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 12: Charges et surcharges sur la volé 3	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 13: Charges et surcharges suportées par les poutrelles.....	31
Tableau 14: Moment fléchissant et effort tranchat au niveau du RDC	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 15: Moment fléchissant et effort tranchat au niveau de l'étage courant ...	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 16: Ferrailage calculés pour les poutrelles RDC	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 17: Ferrailage calculés pour les poutrelles (étage courant).....	40
Tableau 18: Ferrailage adopté pour les poutrelles	40
Tableau 19: Contrainte tangetielles.....	39
Tableau 20: Charges et surcharges de la dalle	42
Tableau 21: Charges et surcharges de la machine	43
Tableau 22: Résultatde calcul.....	46
Tableau 23: Moment fléchissant de la dalle pleine.....	47
Tableau 24: Armatures longitudinales calculée et adoptée.....	48
Tableau 25: Ferrailage calculé en appui et en travée.....	54
Tableau 26: Récapulatif des pénalités	70
Tableau 27: Périodes et participation du modèle finale	72
Tableau 28: Les poids de la structure.....	74
Tableau 29: Efforts tranchants obtenue par la combinaison modales.....	76
Tableau 30: La vérification de la Résultante des forces sismiques	77
Tableau 31: Justification de l'interaction due aux charges verticales dans chaque niveau.....	77
Tableau 32: Justification de l'effort normal réduit dans tous les étages	78
Tableau 33: La nouvelle justification de l'effort normal réduit après l'augmentation des dimensions	79
Tableau 34: Vérification vis-à-vis des déformation inter étages	80
Tableau 35: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens X-X)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 36: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens Y-Y)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 37: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	84
Tableau 38:Sollicitations maximales à l'ELU.....	84
Tableau 39: Sollicitations maximales à l'accidentel	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 40: Les resultats de ferrailage pour les sollicitations maximales fondamentales.....	87
Tableau 41: Les resultats de ferrailage pour les sollicitations maximales accidentelles.....	88
Tableau 42: Armatures minimales et maximales selon le RPA99/2003	88
Tableau 43: Armatures longitudinales adopté pour les poteaux.....	89
Tableau 44: Longueur de recouvrement calculée et choisit pour chaque type d'acier.....	89
Tableau 45: La longueur de la zone nodale	90
Tableau 46: Sollicitation maximales fondamentales	91
Tableau 47: Vérification de la contrainte béton à l'état limte service pour Nmax, Mcorres	92

Tableau 48: Vérification de la contrainte béton à l'état limite service pour N_{min} , M_{corres}	93
Tableau 49: Sollicitations dans les poutres principales	95
Tableau 50: Récapitulation des moments des poutres principales d'étage 2	95
Tableau 51: Ferrailage des poutres principales pour chaque étage	98
Tableau 52: Ferrailage des poutres secondaires pour chaque étage	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 53: tableau récapitulatif du ferrailage minimale selon RPA99/V 2003.....	99
Tableau 54: La longueur calculée et choisit de l'ancrage pour chaque type d'acier	100
Tableau 55: Longueur de recouvrement calculée et choisit pour chaque type d'acier	101
Tableau 56: Les valeurs des contraintes tangentielles.....	101
Tableau 57: Espacement calculés et adoptés des armatures transversales	103
Tableau 58: Armatures transversales et espacements adoptés	103
Tableau 59: Contraintes dans le béton dans les aciers pour chaque type des poutres	104
Tableau 60: Justification des poutres aux niveaux d'appui intermédiaire	105
Tableau 61: Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives	106
Tableau 62: Les valeurs des moments résistants des poteaux	107
Tableau 63: Les moments résistants dans les poutres	108
Tableau 64: Vérification des nœuds après l'augmentation des sections	109
Tableau 65: Vérification de condition de flèche	112
Tableau 66: Epaisseur du voile	112
Tableau 67: Sollicitations du voile 1	113
Tableau 68: Sollicitations du voile 2	113
Tableau 69: Sollicitations du voile 3	114
Tableau 70: Sollicitations du voile 4	114
Tableau 71: Sollicitations du voile 5	114
Tableau 72: Sollicitations du voile 6	115
Tableau 73: Sollicitations du voile 7	115
Tableau 74: Sollicitations du voile 8	115
Tableau 75: Sollicitations du voile 9	116
Tableau 76: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 1	121
Tableau 77: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 2	121
Tableau 78: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 3	122
Tableau 79: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 4	122
Tableau 80: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 5	123
Tableau 81: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 6 et 7	123
Tableau 82: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 8	124
Tableau 83: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 9	124
Tableau 84: Calcul surface semelles filante	134
Tableau 85: Récapulatif des moments exercés sur le radier	137
Tableau 86: Récapulatif des moments exercés sur les nervures.....	141
Tableau 87: Ferrailage de la nervure sens X	141
Tableau 88: Ferrailage de la nervure sens Y	142
Tableau 89: Vrification de la contrainte de cisaillemnt	142
Tableau 90: Ferrailage de la nervure et la dalle d'un radier nervuré	143
Tableau 91: Devis quantitatif et estimatif	145

Liste des figures

Figure 1: Vue panoramique de l'immeuble (Google).....	3
Figure 2: Diagramme contraint - déformations instantanées du béton.....	6
Figure 3: Diagramme de déformation - contrainte de calcul	6
Figure 4: Plancher corps creux.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 5: Dimension d'une poutrelle.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 6: Setion supporté par le poteaux leplus sollicité	Erreur ! Signet non défini.
Figure 7: Dalle pleine du balcon	23
Figure 8: Mur exterieur (double paroi).....	25
Figure 9: Mur interieur (simple paroi).....	25
Figure 10: Zone d'impact	44
Figure 12: Dimensions de la charge concentrée	44
Figure 13: Moment fléchissant ELU et ELS.....	51
Figure 14: Section de calcul d'acrotère	59
Figure 15: Ferrailage de l'acrotère.....	62
Figure 16: Le modèle finale	72
Figure 17: Spectre de réponse extrait du logiciel (RPA99/ spectre).....	76
Figure 18: Zone nodale	85
Figure 19: Zone nodale (poteau-poutre).....	107
Figure 20: Les arrêts des chapeaux et des armatures inférieurs	110
Figure 21: Shéma de ferrailage de poutre principale étage 1.....	110
Figure 22: Disposition des voiles.....	111
Figure 23: Présentation du voile périphérique	125
Figure 23: Répartition des contraintes sur voile	126
Figure 24:Exemeple ferrailage du voile périphérique	130
Figure 25: Moment : M11 et M22 à l'ELU.....	137
Figure 25:Le planing du projet.....	151

Table des notations

Table des notations

G: Action permanente.

Q: Action d'exploitation.

E: Action accidentelle.

L_{\max} : Longueur de la plus grande portée.

M_0 : Moment isostatique.

M_A : Moment en appui.

M_t : Moment en travée.

V: Effort tranchant.

A_{st} : Section de ferrailage tendue.

A_{sc} : Section de ferrailage comprimé.

T_u : Effort tranchant.

S_t : Espacement entre cadre de la zone nodale.

S_t' : Espacement entre cadre de la zone courante

A_{st} : section d'armature

A_r : armatures de répartitions

h : hauteur du giron

h : hauteur de la poutre

f_e : Limite élastique d'acier.

n : Coefficient d'équivalence.

M_s : Moment à l'état de service.

M_u : Moment à l'état ultime.

x : Position de l'axe neutre.

I: Moment d'inertie.

f_i : Flèche sous chargement instantané

Table des notations

f_v : Flèche sous chargement de longue durée.

E_i : Déformation instantanée.

E_v : Déformation instantanée.

f_{t28} : Résistance de traction du béton.

f_{c28} : Résistance de compression du béton.

f_{bc} : Contrainte du béton.

g : Largeur de la marche (giron).

R_i : Réactions d'appuis.

A_r : Armatures de répartition.

S : Surface.

U : Périmètre de la section.

N : Effort normale.

T : Période.

C_t : Coefficient du système de contreventement.

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.

W_t : Poids total de la structure.

A : Coefficient d'accélération.

R : Coefficient de comportement.

ELU: Etat limite ultime.

ELS: Etat limite service.

B : Section transversale des poteaux.

h_e : Hauteur de l'étage.

e : L'excentricité.

L_r : Longueur de recouvrement.

l_f : Longueur de flambement.

$(a ; b)$: Dimensions du poteau.

Table des notations

r : Rayon de courbure.

N_d : Effort normal maximal appliqué sur une section.

B_r : Section réduite du poteau obtenue.

L_d : Longueur développée de l'ancrage.

A_v : Section d'armature verticale.

l_s : Longueur de scellement droit.

h_r : Hauteur du radier dalle.

K : Coefficient de raideur du sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement du béton.

Φ_t : Diamètre des armatures transversales.

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

γ_{BA} : Poids de béton.

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

$\bar{\sigma}_{st}$: Contraintes admissible de l'acier.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

ν : Coefficient de poisson.

\bar{f} : Flèche admissible.

ρ : Masse volumique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ε : Pourcentage d'amortissement.

β : Coefficient de pondération.

δ_{ek} : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques.

Δ_k : Déplacement relatif au niveau (K).

λ_g : L'élancement géométrique

Table des notations

ρ_a : Coefficient correcteur.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

ψ : Coefficient d'ancrage.

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol.

Introduction générale

Les constructions naissantes nous font apercevoir, dans leur manifestation la plus simple, ces inévitables attaches qui lient le mode de construire aux états successifs de l'humanité et font de l'histoire de l'art un résumé de l'histoire même des sociétés. Nous voyons l'habitation se constituer se transformer suivant les vicissitudes du climat et du genre de vie qu'il impose ; les procédés se modifier avec les ressources locales, avec les progrès de l'outillage ; les effets imposants de masses employées comme premiers moyens d'expression ; l'art figuré devancer la construction. Nous reconnaissons même cette singulière influence de l'habitude, qui fait survivre les formes aux raisons dont elles dérivent. Chez tous les peuples l'art passera par les mêmes alternatives, obéira aux mêmes lois.

Le projet étudié se situe à Tlemcen sur un site classé en zone de faible sismicité (zone 1). Le but est d'effectuer une étude technique et économique d'un bâtiment en béton armé dans cette zone. Le bâtiment est constitué essentiellement d'appartement en étages courants, mais aussi de commerces au rez-de-chaussée et un parking souterrain.

Nos calculs seront vérifiés suivant les lois constitutionnelles, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

On a commencé notre travail par le pré-dimensionnement et la descente des charges des éléments structuraux, l'étude des éléments secondaires ensuite on a modélisé la structure sur le logiciel (SAP2000) afin d'effectuer les analyses modales et sismiques nécessaires.

Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les fondations.

La dernière étape de cette étude concerne la partie économique du projet sera effectuée sur le logiciel Microsoft Ms Project.

Chapitre I :
Présentation du
projet

I-1 Présentation générale :

I-1-1 Implantation du projet :

Le projet que nous projetons d'étudier, dans ce mémoire, est un immeuble constitué d'un :

(Sous-sol destiné comme un parking ; un rez-de-chaussée (RDC) destiné comme un étage commercial ; le 1er étage à usage bureautique ; du 2er au 10ème étage à usage d'habitation comporte 5 appartements (F3a, F3b, F4a, F4b, F5)).

Notre bâtiment est situé aux amandiers à Kiffane, boulevard Ain sebaa Ali, dans le nord de la wilaya de Tlemcen. Il s'étale une surface de 929,779 m² et il est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA modifié en 2003) dans une zone de faible sismicité (zone I).



Figure I-1: Vue panoramique de l'immeuble (Google Maps).

I-1-2 Caractéristique géométrique de la structure :

Tableau I-1: Caractéristiques géométriques

Longueur totale du bâtiment	33,10 m
Largeur totale du bâtiment	28,40 m
Hauteur totale du bâtiment	40.29 m
Hauteur du sous sol	3.06 m
Hauteur du RDC	3,57 m
Hauteur du 1er étage	3,57 m
Hauteur des étages courants	3.06 m

I-1-3 Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le niveau de la protection parasismique du bâtiment doit être modulé en fonction de l'enjeu associé à une classification des bâtiments en catégorie d'importance et donc établie en fonction des risques pour la sécurité des personnes.

Tout ouvrage doit être classé dans l'un des 4 groupes :

Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale.

Groupe 1B : Ouvrage de grande importance.

Groupe 2 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : Ouvrage de faible importance.

Notre bâtiment est collectif. Sa hauteur ne dépasse pas 48 m.

Il est classé dans le groupe 2 selon le RPA 99 v 2003.

I-2 conception de l'ouvrage :

- **Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (voiles et portiques).

- **Planchers à corps creux:**

Les planchers sont constitués par des corps creux d'épaisseur 20 cm et une dalle de compression reposant sur des poutrelles coulées sur place d'épaisseur 5cm.

- **Plancher dalle pleine :**

Selon le BAEL91, pour une bonne isolation acoustique l'épaisseur du plancher doit être supérieur à 13 cm. Alors on adopte 15 cm.

- **Escalier :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage en béton armé.

- **Balcon :**

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

- **Acrotère :**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 45 cm.

- **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm ; les cloisons intérieures sont faites en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtement :**

Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons (sauf les salles d'eau).

Enduit en ciment pour les murs extérieurs.

Revêtement à carrelage pour les planchers

- **Ascenseur :**

Puisque le bâtiment présente une grande hauteur, on a opté pour l'utilisation d'un ascenseur pour facilité de déplacement des habitants entre les étages.

- **Fondation :**

On a optée pour un radier.

Isolation :

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les plancher terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I-3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-3-1 Béton :

I-3-1-1 résistance du béton :

a) Résistances caractéristiques à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifique). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré.

On peut admettre que pour $j \leq 28$ résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \text{et } f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Les bétons à haute résistance contenant des ultrafines actives peuvent avoir une loi d'évolution intermédiaire entre les deux précédentes.

Pour justifier la résistance des sections, la valeur f_{cj} est conventionnellement bornée supérieurement à f_{c28} . Pour d'autres types de vérifications, on peut admettre une valeur au plus égale $1.10 f_{c28}$ lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formule ci-dessus pour $28 < j < 60$, avec $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

Dans tout les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section et d'une hauteur de 2 fois leur diamètre.

b) Résistances caractéristiques à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/mm^2). Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$.

- **Diagramme des contraint - déformations instantanées du béton :**

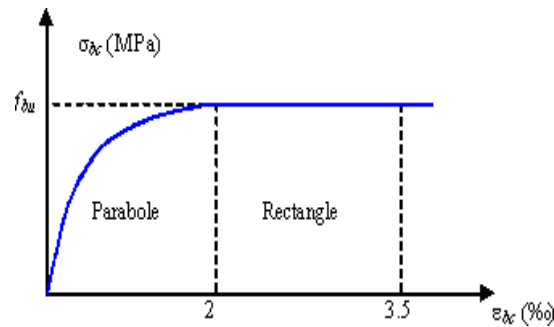


Figure I-2: Diagramme contrainte - déformations instantanées du béton

I-3-1-2 déformations longitudinales du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

f_{cj} (Exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

Avec f_{cj} (exprimé en MPa)

I-3-1-3 coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

I-3-2Acier :

I.3.2.1 diagramme déformations-contraintes :

Le diagramme déformation ϵ_s contraintes σ_s à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par:

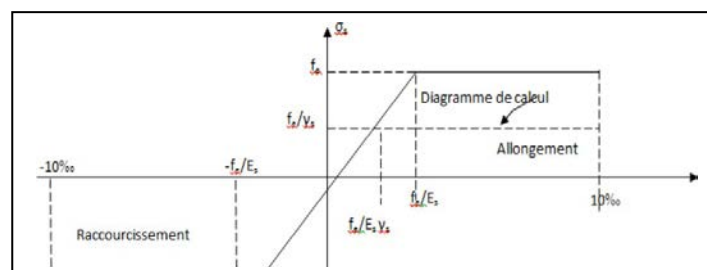


Figure II-3: Diagramme de déformation - contrainte de calcul

Il est cependant nécessaire d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10 ‰

I-3-3 : Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :

Etat limite ultime :

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

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

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

Etat limite de service :

La seule combinaison à considérer est : G+Q

I-3-4 : Contraintes limites :

I-3-4-1 : Contrainte limite à ELU :

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

σ_{st} : Contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ Situation durable} \\ \gamma_s = 1.5 \text{ Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

I-3-4-2 : Contrainte limite à ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de services.

D'après les règles BAEL91 (A,4,5,3), on distingue trois cas de fissures :

- fissuration peu nuisible :
Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

- Fissuration préjudiciable :
C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$$

η : Coefficient de fissuration qui dépend de type de l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.3 \text{ Pour les HA } < 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.6 \text{ Pour les HA } > 6 \text{ mm} \\ \eta = 1 \text{ Pour les ronds lisses} \end{array} \right.$$

I-3-5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :Le Béton :

En compression :

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

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

En traction :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

L'acier :

Fe E400

Chapitre II :
Pré-
dimensionnement
et descente de
charges

II-1 Introduction :

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles). Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA99/version2003) et du (C.B.A.93) (B.A.E.L91).

Le pré dimensionnement est la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- ❖ **Sollicitations verticales** : Les sollicitations verticales sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- ❖ **Sollicitations horizontales** : Les sollicitations horizontales sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et les voiles.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs et ils peuvent être modifiés après les vérifications et les calculs.

II-2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas à la stabilité et à la résistance de la structure.

- Les planchers à corps creux

Pour (Sous sol, RDC, Etage courant, Terrasse). Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

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

Nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire la flèche.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le C.B.A.93. L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h_p = \frac{L_{max}}{22,5}$

Avec :

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré

h_p : L'épaisseur du plancher

$$L_{max} = 560 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_p = \frac{560}{22,5} = 24,88 \text{ cm}$$

→ Donc on adoptera des planchers à corps creux de $(20 + 5) = 25 \text{ cm}$.

- Hauteur de corps creux = 20 cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 5 cm

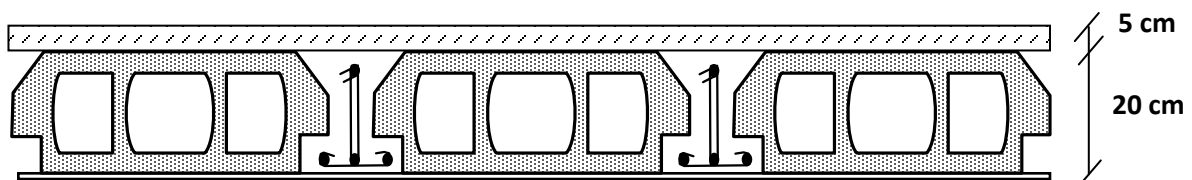


Figure II-1 : Plancher a corps creux

II-3 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple. Leur pré dimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La largeur de la table de compression est définie par :

$b = b_0 + 2 \times b_1$ Avec : $8 \leq b_0 \leq 14$, on prend $b_0 = 12 \text{ cm}$.

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

L : la plus petite portée des poutrelles

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $L_{\min} = 490 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{65-12}{2}; \frac{290}{10}\right)$$

$$b_1 = \min(26.5 ; 29)$$

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

Le minimum de b_1 doit vérifier les conditions de RPA99V2003 suivantes:

-Première condition

$$b_1 \leq b - \frac{b_0}{2} \implies 26.5 \leq 65 - \frac{12}{2} = 59 \implies 26.5 < 59 \implies \text{condition vérifiée.}$$

-Deuxième condition

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \implies 26.5 \leq \frac{290}{10} = 29 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

-Troisième condition

$$b_1 \leq \min(6h_0; 8h_0) = \min(6 \times 5 ; 8 \times 5) = \min(30; 40) \implies 26.5 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions du RPA sont vérifiées.

Schéma de la section en T:

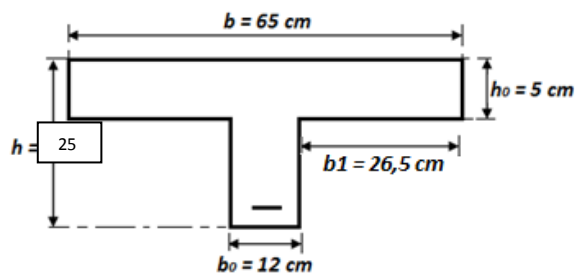


Figure II-2 : Dimensions d'une poutrelle.

II-4 Poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux Sur les quels ces poutres reposent.

$L_{\max} = 600 \text{ cm}$ (entre axe)

D'après les règles de **B.AE.L91** on a :

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

$$40 \leq h \leq 60$$

$$\Rightarrow h=55 \text{ cm}$$

On applique la formule suivante **B.A.E.L91** :

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h$$

$$0.3 * 50 \leq b \leq 0.7 * 50$$

$$15 \leq b \leq 35$$

$$\Rightarrow b=30 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \quad 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\Rightarrow h/b \leq 4 \quad 1.67 \leq 4 \quad \text{CV}$$

II-5 Poutres Secondaires :

D'après les règles de **B.AE.L91** on a:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \text{avec: } L=510 \text{ cm}$$

$$34 \leq h \leq 51$$

$$\Rightarrow h=45 \text{ cm}$$

$$0.3 * 0.45 \leq b \leq 0.7 * 0.45$$

$$\Rightarrow b=30 \text{ cm}$$

Conditions du **R.P.A99V2003** :

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

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad 1.16 \leq 4 \quad \text{CV}$$

II-6 Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations. Aussi, le Rôle des poteaux ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes.

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central) :

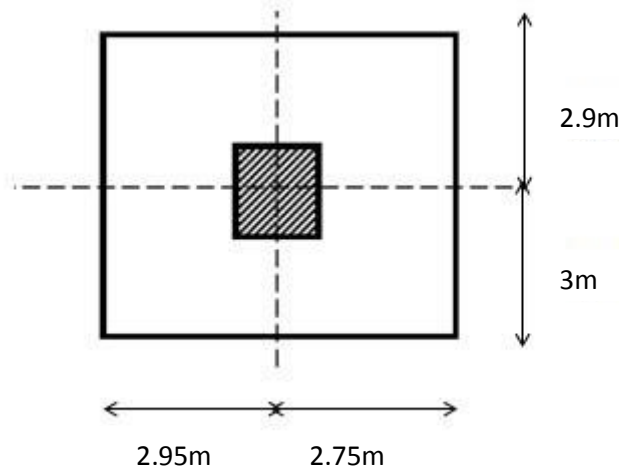


Figure II-3 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.

D'après les règles de (C.B.A.93) et (B.A.E.L .91)

S : Surface supporté par le poteau le plus sollicité :

$$S = 33.63 \text{ m}^2$$

On suppose une charge répartie moyenne P par étage : ($P = 1 \text{ t/m}^2$)

n : Nombre d'étage \rightarrow ($n = 12$).

Nu : Etant la charge verticale :

$$Nu = P \times S \times n = Nu = 1 \times 28.5 \times 12 = 342 \text{ tonnes}$$

$$Nu = 4,04 \text{ MN.}$$

Section réduite :

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

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

$$\beta = 1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = \frac{(0.85 * \lambda^2)}{1500} \text{ si } 50 < \lambda < 70$$

On fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale)}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

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

$$\gamma_s = 1.5$$

$$\Theta = 1 \text{ (charge > 24h)}$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 4,04}{\frac{14.17 + 0.85 \times 400}{0.9 + 100 \times 1.15}} \rightarrow Br \geq 0.259 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{Br}$$

$$a \geq 50,8 \text{ cm}$$

On prend $a = b = 80 \text{ cm}$

Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003

$\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow a = 70 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$\text{Min}(a, b) \geq h_e/20 \rightarrow a = 70 \text{ cm} \rightarrow 269 > /20 = 13,45 \rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} = 1 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification du poteau au flambement :

Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{70^4}{12} = 2000833,333 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{2000833,333}{70^2}} = 20,21 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i$$

Avec:

$$L_f = 0,7 * L_0 \text{ (cas générale)}$$

L_0 : Hauteur libre du poteau sous-sol

$$L_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$L_f = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 214 / 20,21 = 10,58 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \rightarrow \text{Pas de flambement.}$$

Tableau II-1 : Dimensions et vérification des poteaux

Niveau	n	he [cm]	a, b [cm]	Nu [MN]	$I_x = I_y$ (m)	λ_x, λ_y [cm]	$\lambda < 50$
SS1	12	282	70	4,04	0.2021	9.9	CV
RDC	11	588	70	3.14	0.2021	20.47	CV
1	10	282	65	2.85	0.1876	10.67	CV
2	9	282	65	2.57	0.1876	10.67	CV
3	8	282	60	2.28	0.1732	11.54	CV
4	7	282	60	1.995	0,1732	11.54	CV
5	6	282	55	1.71	0,1588	12.6	CV
6	5	282	55	1.425	0.158	12.6	CV
7	4	282	50	1.14	0.1443	13.86	CV
8	3	282	50	0.855	0,1443	13.86	CV
9	2	286	45	0.57	0,13	15.38	CV
10	1	286	45	0.285	0.13	15.38	CV

II-7 Pré dimensionnement d'escaliers :

L'escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, permettant le passage à pied d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Un escalier est composé de ces éléments principaux :

- ❖ La marche : c'est la partie sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- ❖ La contre marche : c'est la partie verticale d'une marche.
- ❖ Emmarchement : c'est la longueur d'une marche.
- ❖ Le giron : c'est la largeur d'une marche.
- ❖ La paillasse : c'est la dalle qui monte sous les marches.
- ❖ Palier situé entre deux volées et limitant le nombre de marches

II-7-1 Dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contremarches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$.

h : Hauteur de contremarche, varie de [15 à 20cm] pour une bâtiment publique.

g : Largeur de marche (giron), varie de [22 à 33cm] pour un bâtiment publique.

n : Nombres des contres marches.

n-1 : Nombres des marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée.

H : Hauteur de l'escalier.

Calcul de nombres des marches et des contremarches : Pour déterminer le nombre des marches et des contremarches (par exemple **Sous-sol**), on utilise :

Relation de Blondel

$$0.59 \leq 2 \cdot h + g \leq 0.66 \quad [\text{m}]$$

$$0.25 \leq g \leq 0.32$$

- Choix de la hauteur marches : **h = 17cm**

- Le giron **g = 30 cm**

$$n = \frac{H}{h}$$

H : hauteur d'étage

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contremarches.}$$

➤ Volée 1 :

Contre marche. → n = 10

(n-1) : marche → 9 marches.

La longueur de la ligne de foulée

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

$$L = 270 \text{ cm}$$

Calcul de l'épaisseur de la volée

$$\text{Tan} \alpha = \frac{h}{l} = \frac{170}{1.2}$$

$$\rightarrow \alpha = 32.19$$

$$\frac{1}{20 \cos \alpha} \leq E_v \leq \frac{1}{15 \cos \alpha}$$

$$\frac{140}{20 \cos 32.19} \leq E_v \leq \frac{140}{15 \cos 32.19}$$

$$8.27 \leq E_v \leq 11.02$$

On prend $E_v = 12 \text{ cm}$

Calcul de l'épaisseur du palier

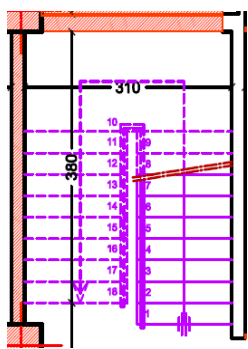
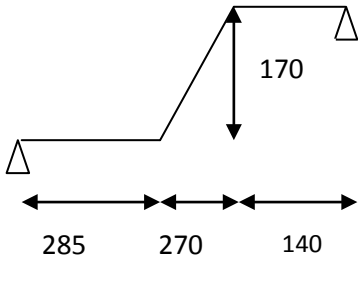
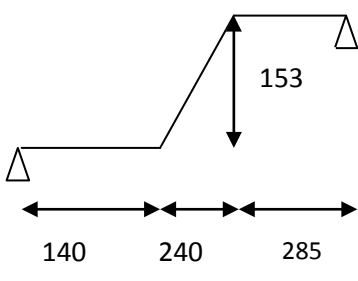
$$\frac{1}{20} \leq E_p \leq \frac{1}{15}$$

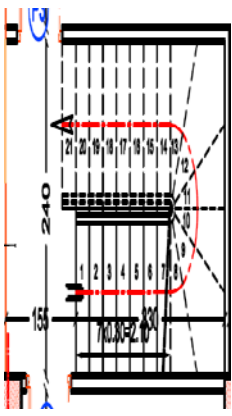
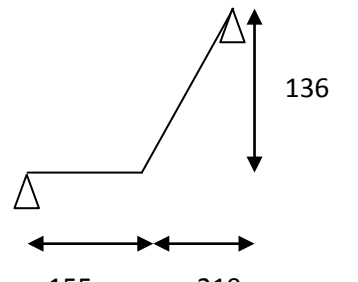
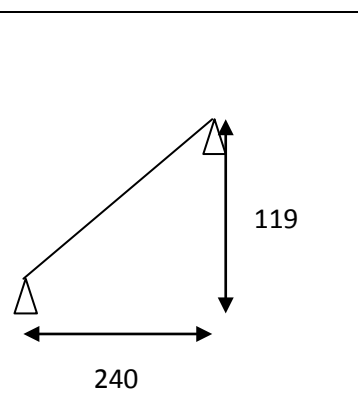
$$\frac{140}{20} \leq E_p \leq \frac{140}{15}$$

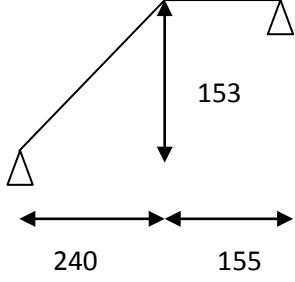
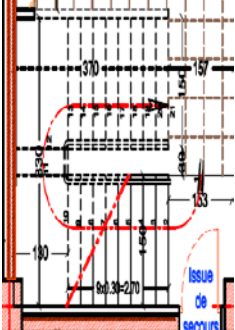
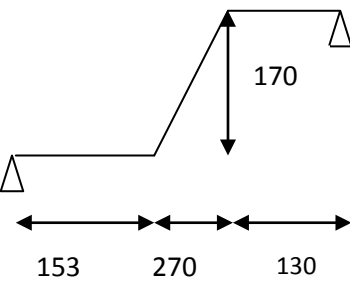
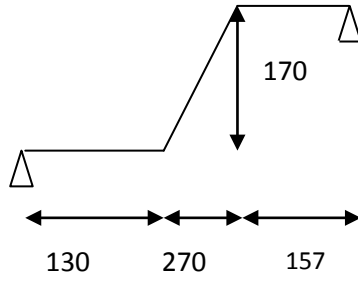
$$7 \leq E_p \leq 9.33$$


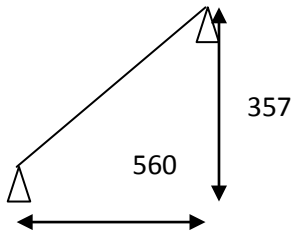
On prend $E_p = 12 \text{ cm}$

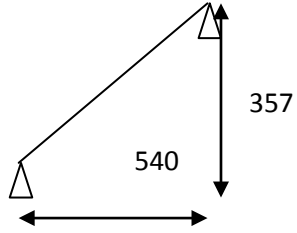
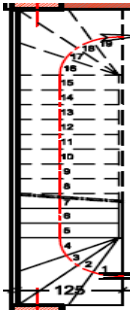
Tableau II-2 : Epaisseur d'escaliers

		Schémas statique	h	g	H	n	n-1	L	α	Ep	Ev
Sous-sol			17	30	306	10	9	270	32.19	12	12
						9	8	240	32.51	12	12

		Schémas statique	h	g	H	n	n-1	L	α	Ep	Ev
RDC			17	30	357	8	7	210	32.92	12	12
						7	6	/	26.37	12	12

					9	8	240	32.51	12	12
					10	9	270	32.19	12	12
		17	30	357	10	9	270	32.19	12	12

		17		357	22	21	/	32.51	12	12
---	---	----	--	-----	----	----	---	-------	----	----



17

357

19

18

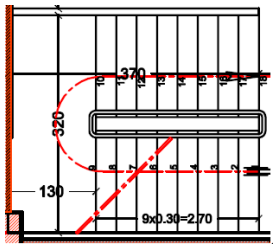
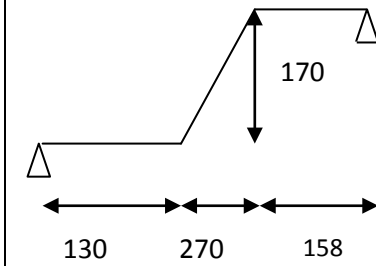
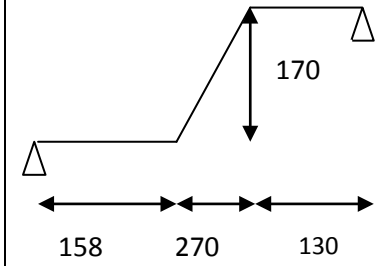
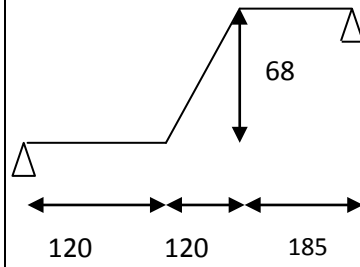
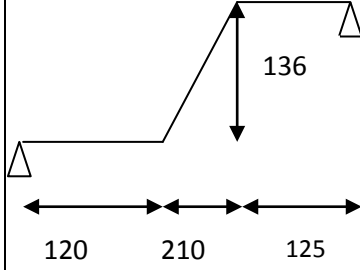
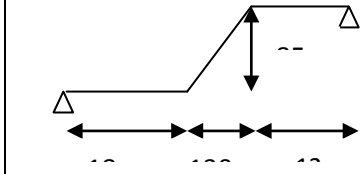
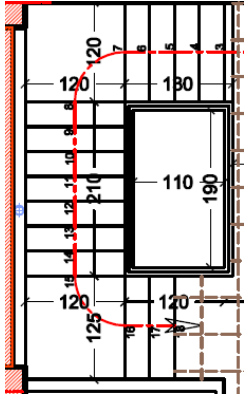
33.46

12

12

I.Bencheikh & H.Bouazza

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charges



h	g	H	n	n-l	L	α	Ep	Ev
17	30	306	6	5	130	33.17	12	12
			8	7	210	32.92	12	12
			4	3	120	29.53	12	12
17	30	306	10	9	270	32.92	12	12
			10	9	270	32.92	10	10

		Schémas statique	h	g	H	n	n-1	L	α	Ep	Ev
Du 2ème - 10ème étage			17	30	306	9	8	270	33.51	12	12
						9	8	240	32.51	12	12

II-8 Les voiles:

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

Notre bâtiment est réalisé à TLEMCEM, et selon RPA99V2003, il est classé dans la zone I. Vue de la hauteur totale importante du bâtiment qui atteint 38.25m, et qui est supérieure à 17m, d’après le RPA, il est indispensable de contreventer notre structure par des voiles.

Vérification des conditions:

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

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

On détermine l’épaisseur du voile comme suit:

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

Avec :

h_e : étant la hauteur d’étage.

Exemple de calcul du voile :

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

$h_e = 588 \text{ cm}$ \rightarrow $a \geq 588 / 20 = 29.4 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur égale à 30 cm.

$$L > 4 \times 30 = 120 \text{ cm}$$

On adopte une longueur du voile égale à 150 cm.

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

Niveau	he [cm]	a [cm]
SS	269	30
RDC	588	30
1 ^{er} étage...10 ^{ème} étage	286	25

II-9 Balcon :

Pour le balcon, nous avons adopté une épaisseur de (15 cm).

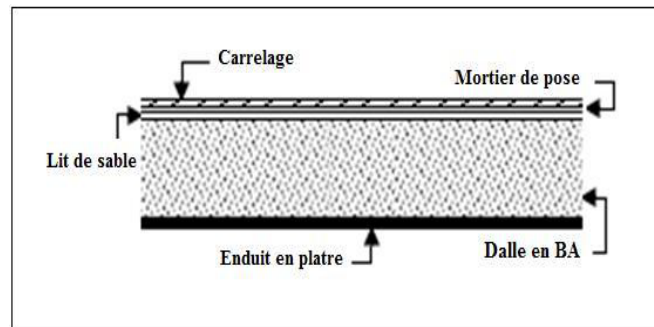


Figure II-4: Dalle pleine de balcon.

II-10 Evaluation des charges et surcharges

D'après DTR.B.C.2.2, La descente des charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Pour dimensionner les éléments (planchers, acrotère, poteaux,) on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II-10-1 Plancher RDC :

Tableau II-3 : Charges et Surcharges du RDC

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
cloison d'intérieure	10	/	0,9
carrelage	2	20	0,4
mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher	20+4	/	3,10
Enduit en plâtre	2	10	0,2
G			5.36
Q			4

II-10-2 Plancher d'étage courant (Corps creux)**Tableau II-4 : Charges et Surcharges plancher étage courant**

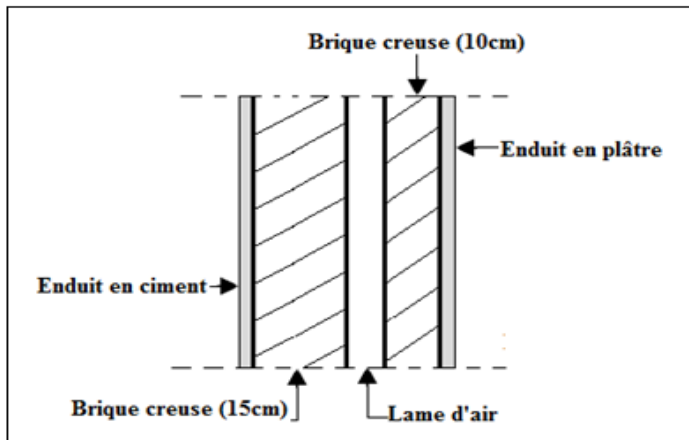
Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
cloison d'intérieure	10	/	0,9
carrelage	2	20	0,4
mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher	20+4	/	3,1
Enduit en plâtre	2	10	0,2
			G
			5,36
			Q
			1,5

II-10-3 Plancher Terrasse accessible**Tableau II-5 : Charges et Surcharges plancher Terrasse accessible**

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Isolation thermique	4	4	0,16
Plancher	20+4	/	3,10
Enduit en plâtre	2	10	0,2
			G
			4.62
			Q
			1.5

II-11 Balcon :**Tableau II-6: Charges et Surcharges du balcon**

élément	Ep(cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Couche de sable	2	18	0.36
Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
Enduit en ciment	2	20	0.4
			G=5,31
			Q=3,5

II-12 Murs :**II-12-1 Mur Extérieur (double cloison)****Figure II-5:** Mur extérieur (double paroi).**Tableau II-7:** Charges du au mur extérieur.

Elément	Ep(cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Enduit en plâtre	2	12	0.24
Brique creuse	10	9	0.9
Brique creuse	15	9	1.35
Enduit en ciment	2	20	0.4
			G=2.89

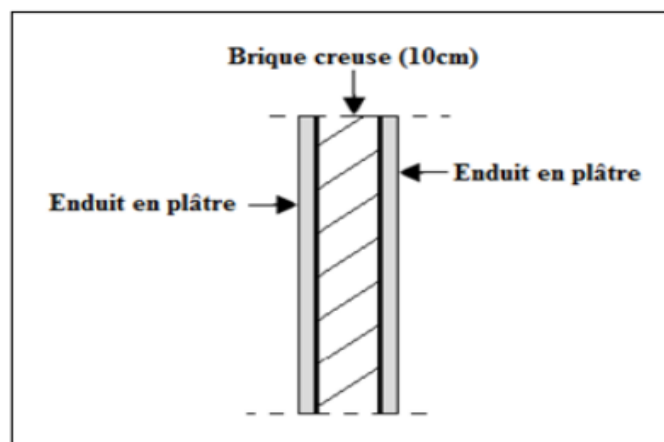
II-12-2 Mur Intérieur (simple cloison) :**Figure II-6:** Mur intérieur (simple paroi).

Tableau II-8 : Charges du au mur intérieur.

Elément	Ep(cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit intérieur (en plâtre)	2	10	0,2
Enduit extérieur (en plâtre)	2	10	0.2
			G=1,3

II-13 Les Escaliers**Tableau II-9**: Charges et surcharge du palier.

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	carrelage	2	20	0,4
2	mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	poids propre du palier	12	25	3
5	Enduit en Ciment	2	20	0,4
				G=4,06
				Q=2.5

Tableau II-10 : Charges et surcharge de la volée 1.

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	1	10	1
2	Carrelage horizontal	2	20	0,4
3	mortier de pose H	2	20	0,4
4	Carrelage vertical	2	$20 \cdot 0.17 / 0.3$	0,23
5	mortier de pose V	2	$20 \cdot 0.17 / 0.3$	0,23
6	Poids propre des marches	0,17/2	22	1,87
7	Poids propre de la paillasse	12	$25 / \cos(32.19)$	3.54
8	Enduit en Ciment	2	$20 / \cos(32.19)$	0,47
				G=8.14
				O=2.5

Tableau II-11: Charges et surcharge de la volée 2

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	1	10	1
2	Carrelage horizontal	2	20	0,4
3	mortier de pose H	2	20	0,4
4	Carrelage vertical	2	20*0.17/0.3	0,23
5	mortier de pose V	2	20*0.17/0.3	0,23
6	Poids propre des marches	17/2	22	1,87
7	Poids propre de la paillasse	12	25/cos(26.37)	3.34
8	Enduit en Ciment	2	20/cos(26.37)	0.44
				G=7.91
				Q=2,5

Tableau II-12: Charges et surcharge de la volée 3

N°	Désignation	épaisseur [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	1	10	1
2	Carrelage horizontal	2	20	0,4
3	mortier de pose H	2	20	0,4
4	Carrelage vertical	2	20*0.17/0.3	0,23
5	mortier de pose V	2	20*0.17/0.3	0,23
6	Poids propre des marches	17/2	22	1,87
7	Poids propre de la paillasse	12	25/cos(32.92)	3.57
8	Enduit en Ciment	2	20/cos(32.92)	0,47
				G=8.17
				Q=2,5

Chapitre III :
Etude des
éléments
secondaires

III-1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories, des éléments principaux et des éléments secondaires.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III-2 Etude des planchers

Les planchers constituent la structure horizontale porteuse des bâtiments en prenant leurs appuis sur les poutres principales, Ils déterminent les niveaux d'un bâtiment et transmettent aux éléments porteurs les charges permanentes et les surcharges d'exploitation et ils servent aussi à transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement, Outre de leur fonction. Ils doivent assurer un certain nombre d'exigences liées à la thermique, l'acoustique, la sécurité et l'esthétique.

Dans notre structure les planchers sont réalisés en :

- Planchers en corps creux.

La hauteur du plancher a été déterminée précédemment dans le chapitre II. On a va procéder avec une dalle en corps creux de 25 cm de hauteur (20 cm pour le corps creux et 5 cm pour la dalle compression).

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

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

III-2-1 Plancher en corps creux

III-2-1-1 Introduction

Les planchers en corps creux sont les plus utilisés dans les bâtiments courants (habitation),

Ils sont composés de trois éléments principaux :

- Les corps creux qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- La dalle armée qui reprend les efforts de compression.

III-2 -1-2 Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU → $1.35 G + 1.5 Q$

ELS → $G + Q$

III-2-2 Types des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, calculées à la flexion simple.

RDC :

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	

Etage 01 ,02 ,03 ,04 ,05 ,06 ,07 ,08 ,09 ,10 et terrasse :

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	

III-2-3 Charges et surcharges supportées par les poutrelles :

Les charges et les surcharges supportées par les poutrelles de notre structure à (ELU) et à (ELS) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Charges et surcharges supportées par les poutrelles

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (1.35G+1.5Q)*b	ELS (G+Q)*b
				qu (KN/ml)	qs(KN/ml)
RDC	5.36	4	0.65	8.6	6.08
Etage courant	5.36	1.5	0.65	6.15	4.46
T.inaccessible	6	1	0.65	6.25	4.55

III-3 Méthodes de calcul

Il existe principalement Trois méthodes utilisées pour ce type de poutrelle :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments (RDM).

III-3-1 Méthode forfaitaire : D'après C.B.A.93 :

La méthode Forfaitaire de calcul des planchers à charge d'exploitation modérée s'applique dans le cas ou :

- 1) La charge d'exploitation doit vérifiée la condition suivante : $Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$.
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité : (I = constant).
- 3) Le rapport des travées successives doit vérifie la condition :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Si une de ces conditions ne vérifie pas, il faut passer à la méthode de Caquot ou bien les méthodes de calcul RDM (Méthode des Trois moments).

Justification :

Niveaux	Q (KN/m ²)	$\leq 2G$ (KN/m ²)	≤ 5 (KN/m ²)	
RDC	4	10.72	5	CV
Etage courant	1.5	10.72	5	CV
T.inaccessible	1	12	5	CV

Condition 2 : La section des poutrelles est constante dans tous les types et tous les niveaux de notre structure, Les inerties sont constantes. (CV)

Condition 3 : Le rapport des travées successives doit vérifier :

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$, dans notre cas on a la même longueur pour toutes les travées

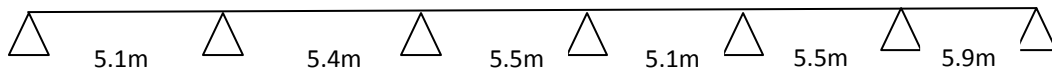
$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{5.10}{5.40} = 0.94 < 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{5.4}{5.90} = 0.98 < 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{5.5}{5.1} = 1.07 < 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{5.10}{5.5} = 0.92 < 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{5.5}{5.9} = 0.93 < 1.25 \end{array} \right\} \text{CV}$$

Condition 4 : La fissuration est considérée non préjudiciable dans ce type des éléments **sauf** au niveau de terrasse.

Conclusion : Puisque, tous les conditions sont vérifiées, On calcul notre plancher (poutrelles) par la méthode forfaitaire.

Exemple de calcul :

Avec $Q = 4 \text{ KN/m}^2$; $G = 5,36 \text{ KN/m}^2$; $b = 0.65$; $q_u = 8.60 \text{ KN/ml}$



$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8.6 \cdot 5.1^2}{8} = 28 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{4}{4+5.36} = 0.43$$

$$M_1 = M_7 = 0.2M_0 = 5.6 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0.5M_0 = 14 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = 0.4M_0 = 11.2 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} * M_0 \quad (\text{travée de rive})$$

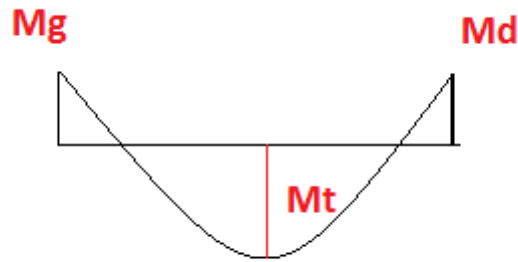
$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} * M_0 \quad (\text{travée intermédiaire})$$

$$M_{t1} = M_{t6} = \frac{1.2+0.3*0.43}{2} * 28 = 18.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = M_{t3} = M_{t4} = M_{t5} = \frac{1+0.3*0.43}{2} * 28 = 15.8 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier cette condition : (travée par travée)

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$



Pour les travées 01 et 06 :

$$18.6 + \frac{5.6 + 14}{2} = 28.4 \geq (1 + 0.3 * 0.43) * 28 = 31.61 \quad (\text{CNV})$$

On doit augmenter les moments :

$$M_{t1} = M_{t6} = 0.75M_0 = 21 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0.6M_0 = 16.8 \text{ KN.m}$$

$$21 + \frac{16.8 + 5.6}{2} = 32.2 \geq 31.61 \quad (\text{CV})$$

Pour les travées 02 et 05 :

$$15.8 + \frac{11.2 + 14}{2} = 28.4 \geq 31.61 \quad (\text{CNV})$$

On augmente les moments :

$$M_{t2} = M_{t3} = M_{t4} = M_{t5} = 0.75M_0 = 21 \text{ KN.m}$$

$$21 + \frac{11.2 + 14}{2} = 33.6 \geq 31.6 \quad (\text{CV})$$

Calcul des efforts tranchants dans les appuis :

- **Travée 01 :**

$$V_1 = \frac{qu \times l}{2} = \frac{8.6 \times 5.1}{2} = 21.93 \text{ KN}$$

$$V_2 = -1.1 \times \frac{qu \times l}{2} = -24.13 \text{ KN}$$

- **Travée 02:**

$$V_2 = 1.1 \times \frac{qu \times l}{2} = 24.13 \text{ KN}$$

$$V_3 = -\frac{qu \times l}{2} = -23.22 \text{ KN}$$

- **Travée 03:**

$$V_3 = \frac{qu \times l}{2} = 23.22 \text{ KN}$$

$$V_4 = 1.1 \times \frac{-8.6 \times 5.5}{2} = -26 \text{ KN}$$

- **Travée 04 :**

$$V_4 = 1.1 \times \frac{8.6 \times 5.5}{2} = 26 \text{ KN}$$

$$V_5 = -\frac{8.6 \times 5.1}{2} = -21.93 \text{ KN}$$

- **Travée 03:**

$$V_3 = \frac{qu \times l}{2} = 21.93 \text{ KN}$$

$$V_4 = 1.1 \times \frac{-8.6 \times 5.5}{2} = -26 \text{ KN}$$

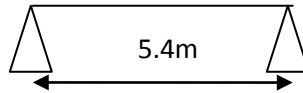
- **Travée 07 :**

$$V_4 = 26 \text{ KN}$$

$$V_5 = \frac{8.6 \times 5.9}{2} = 25.37 \text{ KN}$$

Poutrelle type 04 à ELU :

Avec : $Q = 1,5$; KN/m^2 ; $G = 5.36 \text{ KN/m}^2$; $b = 0.65 \text{ m}$; $qu = 6.15 \text{ KN/ml}$



$$M_0 = \frac{qu \cdot L^2}{8} = \frac{6.15 \cdot 5.4^2}{8} = 22.42 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,21$$

$$M_1 = M_2 = 0.4M_0 = 9 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = M_{t2} = 0.85M_0 = 19.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = M_{t2} = \frac{1.2 + 0.3 \cdot 0.41}{2} * 12.68 = 8.39 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier cette condition :

$$M_{t1} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1.25M_0$$

$$19.06 + \frac{9+9}{2} = 28.06 \geq 28.03 \quad (\text{CV})$$

Calcul des efforts tranchants dans les appuis :

- **Travée 01 :**

$$V_1 = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6.15 \times 5.4}{2} = 16.61 \text{ KN}$$

$$V_2 = -\frac{qu \times l}{2} = -16.61 \text{ KN}$$

Pour les poutrelles de terrasse on utilise la méthode de Caquot voici un exemple de calcul :

Poutrelle type 05 de terrasse inaccessible à ELU :

Avec : $Q = 1.5$; KN/m^2 ; $G = 4.62$ KN/m^2 ; $b = 0.65$ m ; $qu = 5.51$ KN/ml



Appuis :

$$M_1 = M_4 = 0 \text{ KN.m}$$

$$qu = 5.51 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{qg \cdot lg^3 + qd \cdot l'd^3}{8.5(lg + l'd)} = \frac{5.51 \cdot 5.1^3 + 5.51 \cdot 4.4^3}{8.5(5.1 + 4.4)} = 14.86 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = \frac{qg \cdot lg^3 + qd \cdot l'd^3}{8.5(lg + l'd)} = \frac{5.51 \cdot 5.5^3 + 5.51 \cdot 4.72^3}{8.5(5.5 + 4.72)} = 17.22 \text{ KN.m}$$

Travées:

$$qu = 5.51 \text{ KN.m}$$

$$V_1 = q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l} = 5.51 \cdot \frac{5.1}{2} + \frac{0 - 14.86}{5.1} = 11.19 \text{ KN}$$

$$M_{t1} = 11.36 \text{ KN.m}$$

$$V_2 = q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M_2 - M_3}{l} = 5.51 \cdot \frac{5.5}{2} + \frac{14.86 - 17.22}{5.5} = 14.72 \text{ KN}$$

$$M_{t2} = -M_2 + \frac{V_2^2}{2q} = -14.86 + \frac{14.72^2}{2 \cdot 5.51} = 4.80 \text{ KN.m}$$

$$V_3 = q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M_3 - M_4}{l} = 5.51 \cdot \frac{5.9}{2} + \frac{17.22 - 0}{5.9} = 19.17 \text{ KN}$$

$$M_{t3} = -M_3 + \frac{V_3^2}{2q} = -17.22 + \frac{19.17^2}{2 \cdot 5.51} = 16.12 \text{ KN.m}$$

- **Armatures longitudinales**

D'après le C.B.A.93 :

Les poutrelles sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, On détermine par le moment fléchissant les sections des armatures longitudinales comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par l'effort tranchant.

Pour le calcul de ferrailage, on prend le moment max dans chaque plancher.

- **Exemple de calcul** : On va prendre comme des exemples de calcul poutrelle 01 de RDC :

Travée

$$d = 0.9 \times h = 22.5 \text{ cm} ; Mu = 21 \text{ kN.m}$$

$$Mt = b \times h_0 \times F_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.05 \times (0.85 \times 25 / 1.5) \times \left(0.225 - \frac{0.05}{2}\right) \\ = 0.092 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a } Mu = 0.021 \text{ MN.m} < Mt = 0.092 \text{ MN.m}$$

➔ Section rectangulaire (b×h)

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{0.021 \cdot 1.5}{0.65 \cdot 0.225^2 \cdot 0.85 \cdot 25} = 0.046$$

$$\text{On a } \mu_u < \mu_R = 0.392 \quad \rightarrow \text{Section à simple armatures.}$$

$$\text{Asc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.046}) = 0.06$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.225 (1 - 0.4 \times 0.06) = 0.22$$

$$\text{Ast} = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.021 \cdot 1.15}{0.22 \cdot 400} = 2.74 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ast (Choisie)} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\text{Ast} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$\rightarrow \text{Ast} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\rightarrow 1.76 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2$$

➔ Condition vérifiée.

Vérification à ELS :

$$X = n \cdot \frac{Ast}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2bdAst}{nAst^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \cdot \frac{3.39 \cdot 10^{-4}}{0.65} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0.65 \cdot 0.225 \cdot 3.39 \cdot 10^{-4}}{15 \cdot (3.39 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0520$$

→ $X > h_0$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n Ast (d-x)^2 = 0.65 \cdot \frac{0.0520^3}{3} + 15 \cdot 3.39 \cdot 10^{-4} \cdot (0.225 - 0.0520)^2$$

$$= 0.000182 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = Ms \cdot x / I = 0.01513 \cdot 0.0520 / 0.000182 = 4.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0.6 F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc(adm)} \text{ (CV)}$$

Appuis :**→ Section rectangulaire (b0×h)**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{0.0168 \cdot 1.5}{0.12 \cdot 0.225^2 \cdot 0.85 \cdot 25} = 0.20$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ → **Section à simple armatures.**

Asc = 0 lm

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.2}) = 0.28$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225 (1 - 0.4 \cdot 0.28) = 0.20 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.0168 \cdot 1.15}{0.2 \cdot 400} = 2.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$Ast \text{ (Choisie)} = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$\rightarrow Ast \geq 0.23 \times 0.12 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\rightarrow 3.08 \text{ cm}^2 > 3.26 \text{ cm}^2$$

→ **Condition vérifiée.**

Vérification à ELS :

$$X = n \cdot \frac{Ast}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2bdAst}{nAst^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \cdot \frac{3,08 \cdot 10^{-4}}{0,65} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0,65 \cdot 0,225 \cdot 3,08 \cdot 10^{-4}}{15 \cdot (3,08 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,049 \text{ m}$$

→ $x = 4,9 \text{ cm}$ → $X > h_0$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n Ast (d-x)^2 = 0,65 \cdot \frac{0,049^3}{3} + 15 \cdot 3,08 \cdot 10^{-4} \cdot (0,225 - 0,049)^2$$

$$I = 0,000168 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = Ms \cdot x / I = \frac{0,012 \cdot 0,049}{0,000168} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc(adm)}$$

→ **Condition vérifiée.**

III-4 Moments fléchissant et effort tranchant :

Tableau III-2: Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de RDC.

RDC	Types	ELU	
		position	M (KN.m) V(KN)
01	appui	21	26
	travée	16,8	/
02	appui	25,29	26,89
	travée	16,90	/
03	appui	20,46	28,43
	travée	26,25	/
04	appui	14,96	25,37
	travée	31,80	/

Tableau III-3 : Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau de l'étage courant.

Étage courant		ELU	
Types	position	M (KN.m)	V(KN)
01	appui	16,63	21,92
	travée	22,12	/
02	appui	15,71	22,43
	travée	25,11	/
03	appui	17,5	21,77
	travée	21,25	/
04	appui	8,98	16,63
	travée	22,45	/

Tableau III-4: Ferrillages calculés pour les poutrelles de RDC.

RDC	Travée		Appui	
Type	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)
01	2,74	0	2,41	0
02	2,74	0	3,46	0
03	3,42	0	2,67	0
04	4,21	0	1,94	0

Tableau III-5 : Ferrailages calculés pour les poutrelles de l'étage courant

Etage courant	Travée		Appui	
Type	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)
01	3,02	0	2,15	0
02	3,43	0	2,03	0
03	2,90	0	2,28	0
04	2,94	0	1,16	0

III-5 Choix des armatures

III-5-1 Armatures longitudinales :

Dans le choix des armatures longitudinales, il faut prendre en compte la condition **non fragilité** exigée par (C.B.A.93) :

Tableau III-6 : Ferrailages adopté pour les poutrelles.

		RDC	Etage courant	Terrasse accessible
Choix de ferrailage	travée	3T14	3T14	3T14
	appui	3T14	2T14	2T14

III-5-2 Armatures transversales :

D'après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \rightarrow (b_0 = 0,12\text{m}) ; (d = 0,225) \quad (v_u: \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \quad (\text{fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} F_{c28} ; 4 \text{MPa} \right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

Tableau III-7 : contraintes tangentielles

Type	RDC		Etage courant et terrasse		$\bar{\tau}_u$ (MPa)
	TU (MN)	τ_u (MPa)	TU (MN)	τ_u (MPa)	
01	0,02600	0,962	0,02192	0,811	3,33
02	0,02689	0,995	0,02243	0,830	3,33
03	0,02843	1,052	0,02177	0,806	3,33
04	0,02537	0,939	0,0163	0,603	3,33

La condition est vérifiée pour tous les types.

Choix des armatures transversales :

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutrelles donnée par :

$$\phi T \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{lmin} \right)$$

$$\phi T \leq \min(7,15 ; 12 ; 12)$$

On prend : ($\phi T = 8 \text{mm}$) Même choix pour tous les types des poutrelles.

D'après le (C.B.A.93) : $St = \min [(1) ; (2)]$

$$St(1) \leq \frac{At * 0,9 * \frac{f_e}{\gamma_s} * (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b(\tau_u - 0,3 * K * f'_{tj})}$$

$$St(2) \leq \min \left(0,9d ; 40 \text{cm} ; \frac{At * f_e}{0,4 * b_0} \right)$$

Avec : ($k = 1$ Pour flexion simple) ; $f'_{t28} = \min (f_{t28} , 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$;

($f_e = 235 \text{ MPa}$)

$$\gamma_s = 1,15 ;$$

τ_u : Contrainte tangentielle $\rightarrow \tau_u(\text{Max}) = 1.052 \text{ MPa}$;

$$At = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$St(1) \leq \frac{0,000101 * 0,9 * \frac{235}{1,15}}{0,12(1,052 - 0,3 * 1 * 2,1)} = 0,366 \text{m}$$

$$St(2) \leq \min(0,9 * 0,225 ; 40cm ; \frac{0,000101*235}{0,4*0,12})$$

$$St(2) \leq \min(0,20 ; 40cm ; 0,49) = 0,20m$$

On adopte un espacement de $\rightarrow St = 15 \text{ cm}$

III-6 La dalle d'ascenseur :

III-6-1 Introduction

La dalle d'ascenseur est une dalle pleine en béton armé destinée à reprendre la machine (Moteur ; Cabine ; Contre poids...)

Un ascenseur est un appareil de plus en plus courant dans la vie quotidienne d'un bâtiment, car il offre une solution plus efficace et pratique pour enregistrer les différentes hauteurs et les planchers, il est pratiquement obligatoire pour les bâtiments de Cinq étages et plus. Bien qu'il existe de nombreux types, qui varient en fonction de la vitesse, l'éclairage ou le style de la cabine, ils offrent tout le même but. Il est un système de transport composé de divers composants électriques, mécaniques et électroniques permet la mobilité des personnes entre les différents niveaux d'un bâtiment.

III-6-2 Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

$$ELU \rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$$

$$ELS \rightarrow G + Q$$

III-6-3 Charges et surcharges supportées par la dalle

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée due à la machine.

- Charge et surcharge de la dalle

• Dimensionnement de la dalle :

La dalle est appuyé sur leur pourtour avec : ($L_x = 3.85m$) ; ($L_y = 3.9m$)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{3.9} = 0.98 > 0.4 \rightarrow \text{(La dalle portant dans les deux sens)}$$

- $h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{385}{40} \geq 10$ Selon la condition de résistance
- $h \geq 10 \text{ cm}$ \rightarrow Selon la condition de coupe-feu pendant 2 heures.
- $h \geq 15,00 \text{ cm}$ \rightarrow D'après C.B.A.93.

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de (20 cm), et on utilise un revêtement (Carrelage) pour que les conditions du poinçonnement doivent vérifiées.

- **Charges et surcharges de la dalle:** D'après D.T.R.B.C :

Tableau III-8 : Charges et surcharge de la dalle

élément	Ep(cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	3	2	0.6
Couche de sable	2	18	0.36
Dalle pleine en béton	20	25	5
Enduit en plâtre	2	10	0.2
			G=6,60
			Q=1

Q : Charge d'exploitation (Réparation et travaux d'entretien).

$$P U' = (1,35 \times 6,60) + (1,5 \times 1,00) = 10,41 \text{ KN/m}^2$$

$$P S' = 6,60 + 1,00 = 7,60 \text{ KN/m}^2$$

- Charge et surcharge de la machine

D'après les normes européennes (EN 81-20 et EN 81-50) et d'après la fiche technique de l'ascenseur qu'on a choisi (GEARLESS.maGO), les charges et les surcharges de la machine sont résumées dans le tableau ci-dessous.

- La cabine à une capacité de huit personnes, donc la charge nominale (Q) donnée par une valeur de (635 KG), une moyenne de (79,375 KG) pour une personne.

Le contrepoids est calculé comme suit : P (Contrepoids) = P (Cabine vide) + $\frac{635}{2}$

Tableau III-9 : Charges et surcharge de la machine.

Les composants	G (machines) (KN)
Moteur	3,00
Treuil	5,00
Châssis	1,00
Limiteur de vitesse	0,50
Cabine vide	7,00
Contre poids	10,175
Etrier	1,00
Câbles	0,50
Accessoires	0,50
G = 28,675	
Q = 6,35	

$$P U = (1,35 \times 28,675) + (1,5 \times 6,35) = 48,24 \text{ KN/m}^2$$

$$P S = 28,675 + 6,35 = 35,025 \text{ KN/m}^2$$

- Moments fléchissant

- Sous la charge répartie : D'après C.B.A.93

Avec: ($L_x = 5.1\text{m}$); ($L_y = 5.8\text{m}$); ($P U_1 = 10, 41 \text{ KN/m}^2$); ($P S_1 = 7, 60 \text{ KN/m}^2$).

$$M x' = \mu \times P \cdot L_x^2$$

$$M y' = \mu y \cdot M x'$$

Coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$\mu_x = 0,0476$; $\mu_y = 0,7438$

Coefficients μ_x et μ_y à l'ELS ($v = 0.2$)

$\mu_x = 0,0546$; $\mu_y = 0,8216$

- ELU : $M_x' = 0,0476 * 10.41 * 5.10^2 = 12.88 \text{KN.m}$
- $M_y' = 9.58 \text{KN.m}$
- ELS : $M_x' = 10.8 \text{KN.m}$
- $M_y' = 8.87 \text{KN.m}$

Sous la charge concentrée

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise l'une des méthodes PIGEAU qui nécessite le calcul de la zone d'impact.

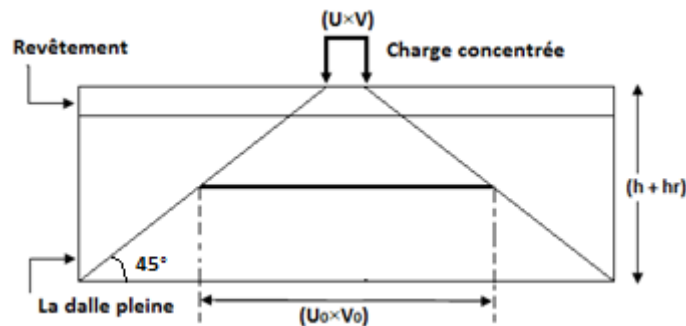


Figure III-1 : Zone d'impact.

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :

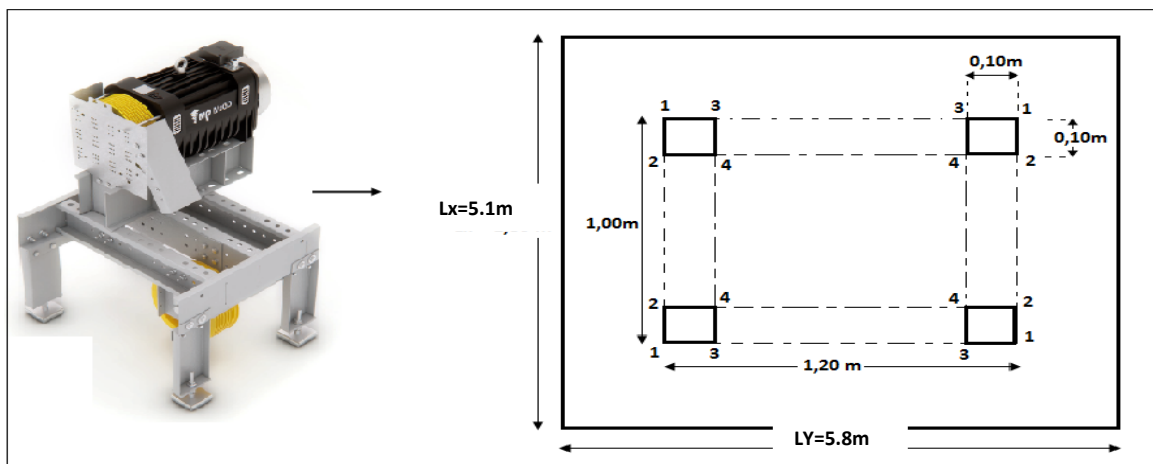
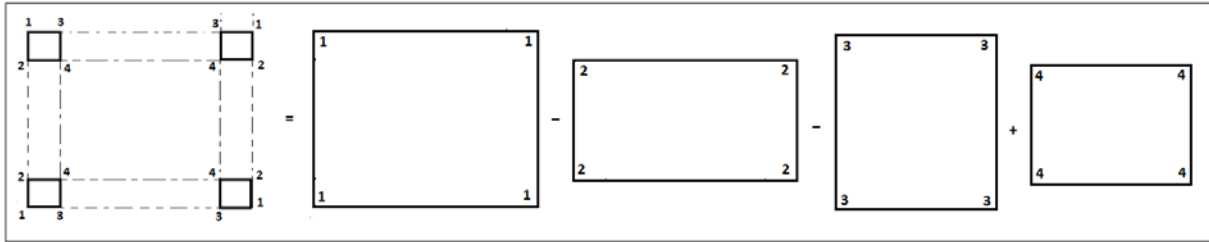


Figure III-2: Dimensions de la charge concentrée.

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4)
La valeur du moment fléchissant devient :



$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} \quad \text{et} \quad M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}$$

Exemple de calcul: On prend comme exemple de calcul le panneau (1-1).

- Calcul à ELU : (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h (La dalle) = 0,20 m) ; (h (Revêtement) = 0,05)

- P_u (La machine) = 48,24 KN / 4 Pieds → (Charge concentrée)

$$S \text{ (4 Pieds)} = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

- P_u (La machine) = $\frac{P_u \text{ (La machine)}}{S(4\text{pieds})} = 1206 \text{ KN/m}^2$ → (Charge répartie)

$U_0 = U + h \text{ (La dalle)} + 1,5 h \text{ (Revêtement)}$ → Cas d'un revêtement souple.

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

$V_0 = V + h \text{ (La dalle)} + 1,5 h \text{ (Revêtement)}$ → Cas d'un revêtement souple.

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,1}{5,8} = 0,88 \rightarrow M_1 \text{ et } M_2 \text{ à partir d'Abaque n}^\circ 3$$

$$\frac{U_0}{L_x} = 0,25 \rightarrow M_1 = 16 \times 10^{-2} \quad \text{et } v=0 \text{ à ELU.}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = 0,254 \rightarrow M_2 = 13 \times 10^{-2} \quad \text{et } v=0 \text{ à ELU.}$$

$$P_{u1} = P_u \times U \times V = 1206 \times 1,00 \times 1,20 = 1447,20 \text{ KN}$$

$$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{u1} = 0,16 \times 1447,20 = 232 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{u1} = 0,13 \times 1447,20 = 188,1 \text{ KN.m}$$

- Calcul à ELS : (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h (La dalle) = 0,20 m) ; (h (Revêtement) = 0,05)

- P_s (La machine) = 35,025 KN / 4 Pieds → (Charge concentrée)

$$S \text{ (4 Pieds)} = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

- P_u (La machine) = $\frac{P_u \text{ (La machine)}}{S(4\text{pieds})} = 875,625 \text{ KN/m}^2$ → (Charge répartie)

$U_0 = U + h \text{ (La dalle)} + 1,5 h \text{ (Revêtement)}$ → Cas d'un revêtement souple.

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

$V_0 = V + h \text{ (La dalle)} + 1,5 h \text{ (Revêtement)}$ → Cas d'un revêtement souple.

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,35}{4,75} = 0,91 \rightarrow M_1 \text{ et } M_2 \text{ à partir d'Abaque n}^\circ 3$$

$$\frac{U_0}{L_x} = 0,293 \rightarrow M_1 = 15,8 \times 10^{-2} \quad \text{et } v=0 \text{ à ELU.}$$

$$\frac{v_0}{L_y} = 0.263 \rightarrow M_2 = 12 \cdot 10^{-2} \quad \text{et } v = 0 \text{ à ELU.}$$

$$P_{u1} = P_u \times U \times V = 1206 \times 1,00 \times 1,20 = 1447,20 \text{ KN}$$

$$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{u1} = 0,158 \times 1447,20 = 228,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{u1} = 0,12 \times 1447,20 = 173,644 \text{ KN.m}$$

• Calcul à ELS : (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h (La dalle) = 0,20 m) ;
(h (Revêtement) = 0,05)

• P_s (La machine) = 35,025 KN / 4 Pieds \rightarrow (Charge concentrée)

$$S \text{ (4 Pieds)} = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

• P_u (La machine) = $\frac{P_u \text{ (La machine)}}{S(4\text{pieds})} = 875,625 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ (Charge répartie)

U₀ = U + h (La dalle) + 1,5 h (Revêtement) \rightarrow Cas d'un revêtement souple.

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

V₀ = V + h (La dalle) + 1,5 h (Revêtement) \rightarrow Cas d'un revêtement souple.

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.1}{5.8} = 0.88 \rightarrow M_1 \text{ et } M_2 \text{ à partir d'Abaque n}^\circ 3$$

$$\frac{U_0}{L_x} = 0.25 \rightarrow M_1 = 16 \cdot 10^{-2} \quad \text{et } v = 0,2 \text{ à ELS.}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = 0.254 \rightarrow M_2 = 13 \cdot 10^{-2} \quad \text{et } v = 0,2 \text{ à ELS.}$$

$$P_{s1} = P_s \times U \times V = 875,625 \times 1,00 \times 1,20 = 1050,75 \text{ KN}$$

$$M_{xs1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{s1} = (0,16 + (0,2 \times 0,13)) \times 1050,75 = 195,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{s1} = (0,12 + (0,2 \times 0,158)) \times 1050,75 = 170,22 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III-10 : Résultats de calcul.

N°	u	v	u ₀	v ₀	u ₀ /L _x	v ₀ /L _y	M ₁ *10 ⁻²	M ₂ *10 ⁻²	ELU			ELS		
									P _U i KN	M _x i KNm	M _y i KN.m	P _S i KN	M _x i KN.m	M _y i KN.m
(1-1)	1,00	1,20	1,275	1,475	0.25	0.254	0,16	0,13	1447,2	232	188.1	1050,75	196	170
(2-2)	0,8	1,20	1,075	1,475	0.21	0.254	0,175	0,13	1157,76	202.6	150.5	840,6	169	139
(3-3)	1,00	1,00	1,275	1,275	0.25	0.22	0,16	0,142	1206	193	171.2	875,625	165	152
(4-4)	0,80	1,00	1,075	1,275	0.21	0.22	0,175	0,142	964,8	169	137	700,5	142	124

$$\text{ELU: } M_{xu} = M_{xu1} - M_{xu2} - M_{xu3} + M_{xu4} = 232 - 202.6 - 193 + 169 = 5.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = M_{yu1} - M_{yu2} - M_{yu3} + M_{yu4} = 3.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{xs} = M_{xs1} - M_{xs2} - M_{xs3} + M_{xs4} = 4.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = M_{ys1} - M_{ys2} - M_{ys3} + M_{ys4} = 3 \text{ KN.m}$$

- Superposition des moments fléchissant

La dalle est soumise à deux types de chargement, donc on fait une superposition des moments fléchissant.

- **ELU :**

$$M_{xu} = M_{xu'} + M_{xu} = 18.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = M_{yu'} + M_{yu} = 13 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$M_{xs} = M_{xs'} + M_{xs} = 15.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = M_{ys'} + M_{ys} = 11.9 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant réels

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$$

- **ELU :**

Sens (x-x) : $M_{xu} = 18.2 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_{w,e,x} \geq (0,5 \times 18.2) \rightarrow M_{w,e,x} = 9.1 \text{ KN.m}$

Moment en Travée : $M_{t,x} \geq (0,85 \times 18.2) \rightarrow M_{t,x} = 15.47 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition : $15.47 + \frac{9.1 + 9.1}{2} \geq 1,25 * 18.2 \rightarrow 24.57 \geq 22.75 \rightarrow \text{CV}$

Sens (y-y) : $M_{yu} = 13 \text{ KN.m}$

$$17.55 \geq 16.25 \rightarrow \text{CV}$$

- **ELS :**

Sens (x-x) : $M_{xu} = 15.30 \text{ KN.m}$

$$20.66 \geq 19.13 \rightarrow \text{CV}$$

Sens (y-y) : $M_{yu} = 11.9 \text{ KN.m}$

$$16.07 \geq 14.9 \rightarrow \text{CV}$$

Tableau III-11 : Moment fléchissant de la dalle pleine.

-Sens-	ELU		ELS	
	M (Travée) (MN.m)	M (Appui) (MN.m)	M (Travée) (MN.m)	M (Appui) (MN.m)
x-x	15.47	9.1	11.47	7.65
y-y	11.05	6.5	10.12	5.95

- Armatures longitudinales : D'après le C.B.A.93

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures.

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{2} \rightarrow A_{st} \geq 2,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0,08 \% B \text{ (HA)} \rightarrow A_{st} \geq 0,08 \% (1 \times 0,2) \rightarrow A_{st} \geq 1,60 \text{ cm}^2$$

- Calcul du ferrailage : On calcul pour une bande de 1ml

(Sens x-x)

- **Travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times F_{bc} \times d^2} = 0.0336 < \mu_R = 0.392$$

- ⇒ La section est de simple armature,
 ⇒ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,046$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d * (1 - 0,4 * 0,035) = 0,176$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = 2,53 \text{ (cm}^2\text{)/ml}$$

Donc, on adopte $A_{st} = 6T10 = 4,71 \text{ (cm}^2\text{)/ml}$

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-12: Armatures longitudinales calculée et adoptée.

-Sens-	Calculé	Adopté			CBA
	Ast (Appui) (cm ²)/ml	Ast (Travée) (cm ²)/ml	Ast (Appui) (cm ²)/ml	Ast (Travée) (cm ²)/ml	Ast (Min) (cm ²)/ml
x-x	2,53	1,26	6T10 = 4,71	6T10 = 4,71	2,18
y-y	1,48	0,98	6T10 = 4,71	6T10 = 4,71	2,18

- Calcul des espacements

D'après le C.B.A.93 :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
(X-X)	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	C.V
(Y-Y)	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	C.V

- Vérification au poinçonnement

Le Châssis est posé (appuyé) sur quatre appuis, risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

La charge totale ultime de la machine est de (48,24 KN).

La charge appliquée sur chaque appui est : $Qu = \frac{48,2}{4} = 12,06 \text{ KN}$

Le règlement C.B.A.93 exige la condition suivante : : $Qu \leq 0,045 \times Pc \times h \times \frac{f_{c28}}{\delta b}$

Avec : (h (Dalle) = 0,20 m) ; (h (Revêtement) = 0,05 m) ; ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ; ($\delta b = 1,50$)

(P_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen)

(U ; V) : Dimensions du pied de châssis → (0,10 × 0,10) m²

$$U_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375 \text{ m}$$

$$V_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375 \text{ m}$$

$$P_c = 2 \times (U_0 + V_0) = 2 \times (0,375 + 0,375) = 1,50 \text{ m}$$

$$\rightarrow 12,06 \leq 0,045 \times 1,50 \times 0,20 \times \frac{25000}{1,5} \rightarrow 12,06 \leq 225$$

Conclusion : Le risque de poinçonnement n'existe pas.

- Vérification à l'état limite de service (ELS)

D'après (C.B.A.93), les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Même ferrailage adopté en appui et en travée, (x ; I) restent constants.

Avec : ($b = 1$ m) ; ($h = 0,20$ m) ; ($d = 0,18$ m) ; ($d' = 0,02$ m) ; ($F_c = 400$ MPa) ; ($n = 15$)

Position de l'axe neutre : ($A_{sc} = 0$) ; ($A_{st} = 6T10/ml = 4,71$ cm²/ml)

$$50x^2 + 70,65x - 1271,7 = 0 \rightarrow x = 4,38 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b \times x^3}{3} + 15 \times A_{sa} \times (d - x)^2 \rightarrow I = 15906,81 \text{ cm}^4$$

Contrainte du béton :

Tableau : Les contraintes dans le béton.

	Travée	Appui	$\bar{\sigma}_{bc}$
	σ_{bc}		
X-X	1,13	0,66	15
Y-Y	1,08	0,64	15

Conclusion : La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

- Vérification de la nécessité d'armatures transversales

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucune armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifiée : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- Calcul de la contrainte admissible

D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times F_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

- Calcul de l'effort tranchant

D'après (B.A.E.L) :

Lorsqu'agissent simultanément des charges réparties et des charges concentrées, on admet :

$$(V_x = V_x + V_a) \text{ et } (V_y = V_y + V_b)$$

Avec, (V_x ; V_y) : Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

(V_a ; V_b) : Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,1}{5,8} = 0,88 > 0,4 \rightarrow \text{(La dalle portant dans les deux sens)}$$

- **Charge répartie**

$$V_x = \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} * \frac{P_u * L_x}{2} \text{ avec : } P_u = 10,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow V_x = 18,41 \text{ KN}$$

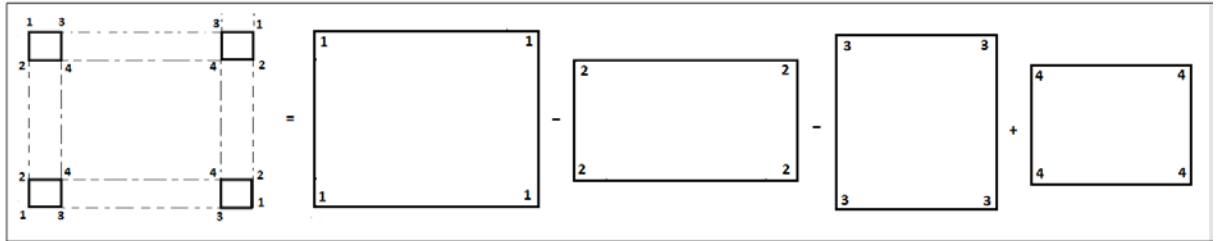
$$\rightarrow V_y = 20,93 \text{ KN}$$

- **Charge concentrée**

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$(V_u = \frac{P}{2u+v}) \text{ et } (V_v = \frac{P}{3v} \leq V_a) \text{ avec } P=1206\text{KN/m}^2$$

Nous avons quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant est donné par la formule suivante : $V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$ et $V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$



$$V_{1u} = 510,78 \text{ KN}$$

$$V_{2u} = 361,80 \text{ KN}$$

$$V_{3u} = 402 \text{ KN}$$

$$V_{4u} = 344,57 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_u = 510,78 - 361,80 - 402 + 344,57$$

$$\rightarrow V_u = 91,55 \text{ KN}$$

$$V_{1v} = 482,4 \text{ KN} \leq V_{1u}$$

$$V_{2v} = 321,6 \text{ KN} \leq V_{2u}$$

$$V_{3v} = 402 \text{ KN} = V_{3u}$$

$$V_{4v} = 321,60 \text{ KN} \leq V_{4u}$$

$$\rightarrow V_v = 482,4 - 321,6 - 402 + 321,60$$

$$\rightarrow V_v = 80,40 \text{ KN}$$

- Superposition des efforts tranchants

$$V_X = V_x + V_u = 18,41 + 91,55 = 109,95 \text{ KN}$$

$$V_Y = V_y + V_v = 20,93 + 80,40 = 101,3\text{KN}$$

- La contrainte tangente

Avec : $(b = 1\text{ml}) ; (d = 0,9h = 0,18 \text{ m})$

$$\tau_{u,u} = \frac{109,95 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\tau_{u,v} = \frac{101,93 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Conclusion** : Les contraintes tangentées sont inférieures à la contrainte exigée par le (C.B.A.93) et (B.A.E.L) \rightarrow Pas d'armatures transversales pour la dalle.

III-7 Etude des escaliers :

Combinaison d'action :

- Sous-sol

Volée

La charge permanente est égale à : $G = 8.14 \text{ KN/m}^2$

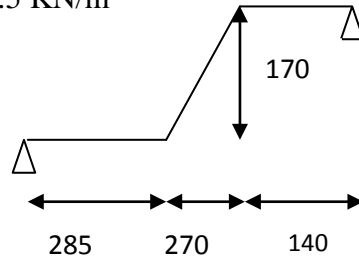
La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 8.14 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.73 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (8.14 + 2.5) \times 1 = 10.64 \text{ KN/ml}$

Palier

$G=4,06 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$



III-7-1 Diagrammes des moments et l'effort tranchant :

Les diagrammes des sollicitations, tirés à partir de SAP2000, sont illustrés sur les figures suivantes:

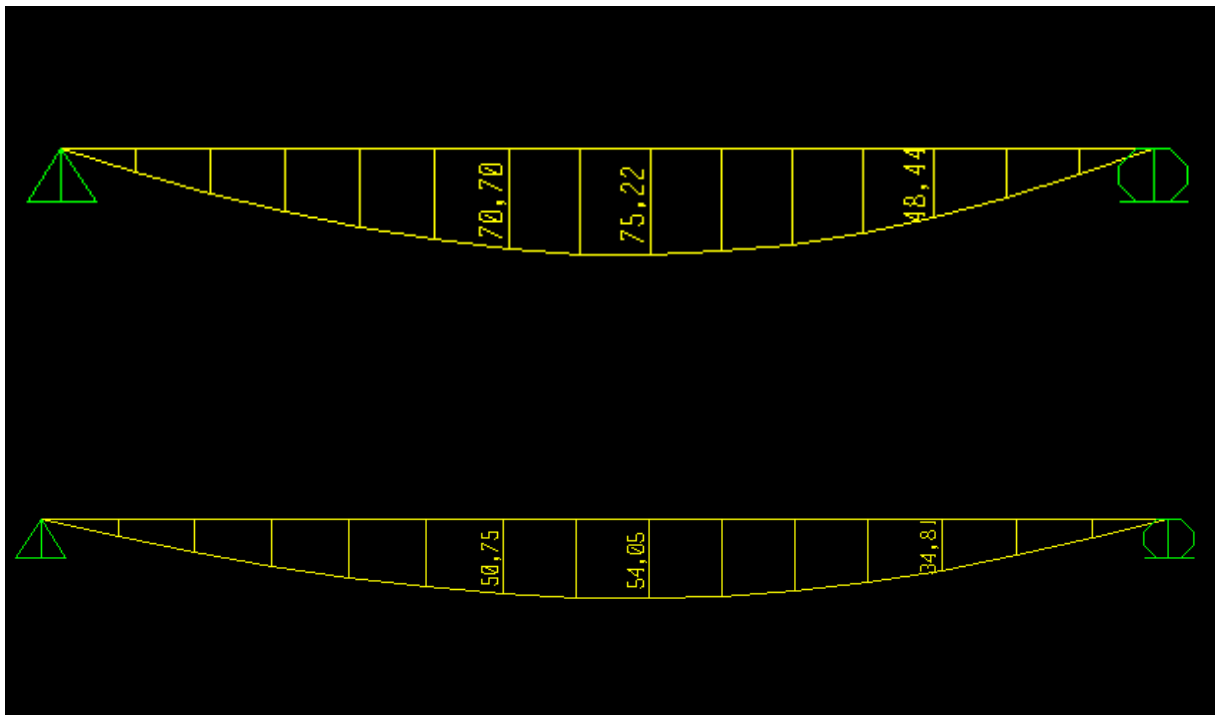


Figure III-3 : Moment fléchissant ELU et ELS.

Détermination du ferrailage :

$h=0,12\text{m}$; $b= 1\text{m}$; $d= 0,9 *h= 0,108\text{m}$

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_{bc}=14,17\text{MPa} ; \sigma_{st}=347,83\text{MPa}$$

- ELU :

$$M_{tu}=0,85*M_{tu \max} \rightarrow M_{tu}=0,85*77,88=63,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{app}=0,5*M_{tu \max} \rightarrow M_{tu}=0,5*77,88=38,94 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\mu_{\mu}=\frac{Mtu}{b*Fbc*d^2}=\frac{0,06393}{1*14,17*0,108^2}=0,386 < \mu_R=0,392$$

La section est de simple armature.

$$\alpha=1,25*(1-\sqrt{1-2\mu_{\mu}}) \rightarrow \alpha=0,653$$

$$z=d*(1-0,4\alpha) \rightarrow z=0,079$$

$$A_{st}=\frac{Mu}{Z*\sigma_{st}}=\frac{0,06393}{0,079*347,83}=18,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 10T14+4T12 =20,01 cm²/ml

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st \min} > 0,23*b*d* f_{t28} / Fe \rightarrow 20,01 > 1,3\text{cm}^2 \dots CV$

En appui :

$$\mu_{\mu}=\frac{Mtu}{b*Fbc*d^2}=\frac{0,03894}{1*14,17*0,108^2}=0,235 < \mu_R=0,392$$

La section est de simple armature.

$$\alpha=1,25*(1-\sqrt{1-2\mu_{\mu}}) \rightarrow \alpha=0,33$$

$$z=d*(1-0,4\alpha) \rightarrow z=0,093$$

$$A_{st}=\frac{Mu}{Z*\sigma_{st}}=\frac{0,03894}{0,093*347,83}=12,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 8T14 =12,32 cm²/ml

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st \min} > 0,23*b*d* f_{t28} / Fe \rightarrow 12,32 > 1,3\text{cm}^2 \dots CV$

L'espacement :

$e \leq \min(3h ; 33\text{cm})$ $e \leq \min(36\text{cm} , 33\text{cm})$ $e \leq 33\text{cm}$ On prend : $e = 14\text{cm}$.

- ELS :

- Vérification des contraintes en travée :

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

$$\alpha_{tra} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{FC_{28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{tra} = 0,653$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{63,93}{46,76} = 1,36$$

$$\alpha_{tra} \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{tra} \leq 0,43 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

- Vérification des contraintes en appui:

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

$$\alpha_{tra} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{FC_{28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{app} = 0,33$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{38,94}{28,01} = 1,39$$

$$\alpha_{app} \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{app} \leq 0,445 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

La fissuration est peu préjudiciable donc :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 * d} = \frac{0,04106}{1 * 0,108} = 0,380 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

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

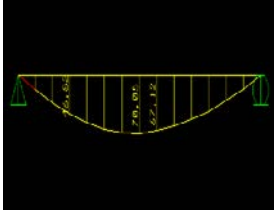
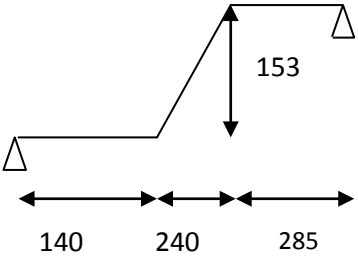
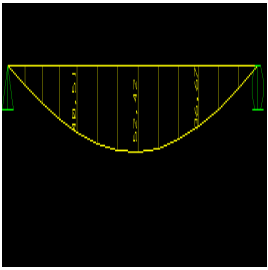
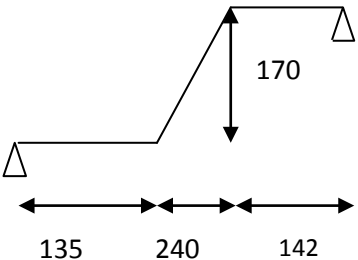
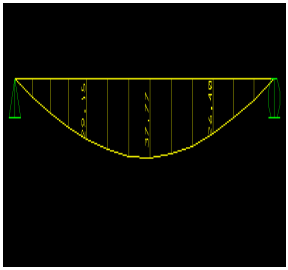
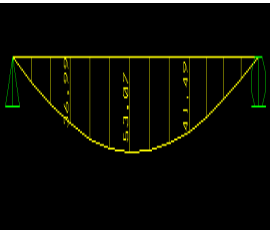
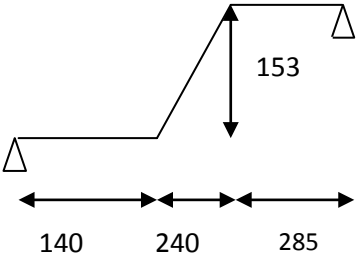
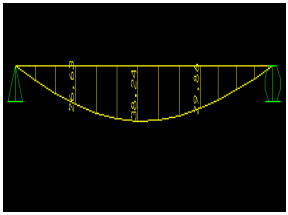
Vérification de la flèche :

$$\frac{H}{L} = \frac{3,06}{6,95} = 0,44 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{CV}$$

h : la hauteur de la cage d'escalier

L : la distance entre appuis

Tableau III-13: Ferrailage calculé en appui et en travée.

	Moment <ELU>KN.m	Schémas statique	Ast calculé	Ast choisie	Aap calculé	Aap choisie	Moment <ELS>KN.m
	Sous-sol	70,05 		21		16,62	8T14+4T2
rdc+étage 1+...+étage 10, terrasse acc	52,42 		14,21	10T14	7,62	5T14	37,77 
	53,07 		14,40	10T14	7,78	7T12	38,24 

III-8 Etude des balcons

III-8-1 Introduction

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation, ils sont constitués de dalle pleine dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur.

On adopte une épaisseur : ($h = 15$ cm).

III-8-2 Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU $\rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$

ELS $\rightarrow G + Q$

III-8-3 Types des balcons

Dans notre structure, il y a deux types de balcon, balcon encastré à l'extrémité avec une console de 1,30 m. et d'autre de 1,15m

Pour faire les calculs, on va choisir un balcon qui a 1.30 m de longueur car c'est le plus défavorable.

On va prendre une épaisseur du balcon égale à 15 cm, puis on va faire des vérifications par la suite.

III-8-4 Charges appliquées sur le balcon

Le balcon reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et à la charge d'exploitation et une charge concentrée du mur en maçonnerie.

- Poids propre : $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge des murs (simple paroi) : $P = 1.3 \text{ KN/m}^2$
- Hauteur de mur : $h = 0.85 \text{ m}$

$$P = 1,30 * 0.85 * 1 \text{ ml} = 1.105 \text{ KN/ml}$$

- Moments fléchissant et efforts tranchants

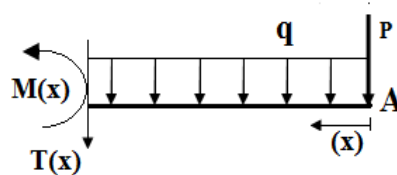
Le calcul des moments fléchissant se fait par le calcul RDM, on calcul pour une bande de 1ml.

• ELU

-Combinaisons d'actions :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 \quad \rightarrow \quad q_u = 12.42 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.105 \quad \rightarrow \quad P_u = 1.49 \text{ KN}$$



-Calcul du moment :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,10$ m

$$M(x) = -q_u \times \frac{x^2}{2} - p_u x \quad M(0) = 0$$

$$M(1.1) = -9.16 \text{ KN.m}$$

-Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = q_u x + p_u \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 1.49 \text{ KN} \\ T(1.1) = 15.152 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• ELS

-Combinaisons d'actions :

$$q_s = G + Q = 5.31 + 3.5 \quad \longrightarrow \quad q_s = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1.105 \text{ KN}$$

-Calcul du moment :

$$M(x) = -q_s \times \frac{x^2}{2} - p_s x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.1) = -6.54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = q_s x + p_s \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 1.105 \text{ KN} \\ T(1.65) = 10.8 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Armatures du balcon : D'après le C.B.A.93

Les balcons sont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales.

- Calcul des armatures longitudinales

Le calcul se fait pour une bande de 1ml sous le moment fléchissant maximal.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{9.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.035$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0445$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 0.135(1 - 0.4 \times 0.0445) = 0.132 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{9.16 \times 10^{-3}}{0.132 \times 347.23} = 2 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimum d'armature est calculée comme suit :

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\% \times 1 \times 0.15 \longrightarrow A_{min} = 7.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on va choisir un ferrailage égal à :

$$A_{st \text{ choisi}} = 7T12 / 1\text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Armature de répartition

Pour déterminer le ferrailage de répartition, on divise $A_{st \text{ choisi}}$ par 4 :

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

On choisit : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 33 \text{ cm}$.

Vérification à l'état limite de service (ELS): D'après (C.B.A.93)

Notre structure est située à Tlemcen.

Position de l'axe neutre

$$b/2x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_s(d - x) = 0 \quad \text{avec } A_{sc}(x - d') = 0$$

$$100/2 x^2 - 15 \times 7.5(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 1518.75 - 112.5 x = 0$$

$$x = 6.52 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} = \frac{100 \times 6.52^3}{3} = 9238.5 \text{ cm}^4$$

$$I_t = A_{st}(d - x)^2 = 7.5 \times (13.5 - 4.5)^2 = 607.5 \text{ cm}^4$$

$$I = I + nI_t = 9238.5 + 15 \times 607.5 \longrightarrow I = 18351 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M \times x}{I} = \frac{6.54 \times 10^{-3} \times 6.52 \times 10^{-2}}{18351 \times 10^{-8}} = 2.32 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad 2.32 < 15 \text{ (C.V)}$$

Vérification au cisaillement

La fissuration est peu préjudiciable donc

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b_0 \times d} = \frac{15.152 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.112 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

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

\longrightarrow Condition vérifié

Puisque τ_u est inférieur à $\bar{\tau}_u$, il n'y a pas un risque de cisaillement.

Zone de recouvrement

D'après le RPA99 version 2003, la zone de recouvrement minimale est égale à 40Φ , donc :

$$L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement est prise égale à $L_r = 50 \text{ cm}$.

III-9 Etude de l'acrotère

III-9-1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse, elle assure la sécurité totale des personnes, elle protège la bande haute du revêtement d'étanchéité des infiltrations pour que l'eau soit canalisée vers la couverture étanche du toit terrasse comme elle a un aspect architectural.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale dû au séisme.

L'étude de l'acrotère sera effectuée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le (RPA99/V2003 et C.B.A.93).

III-9-2 Combinaisons des charges

On a deux types de l'acrotère de 45cm de hauteur :

ELU :

$$N_u = 1.35 * G = 1.35 * 1.9 = 2.57 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = F_p * h^2/2 = 1.5 * 0.512 * 0.45^2/2$$

$$M_u = 0.078 \text{ kN.m}$$

ELS:

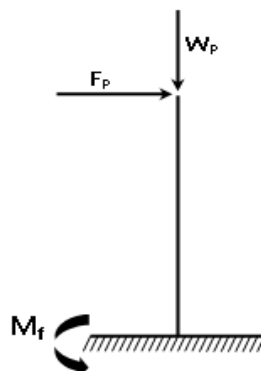
$$N_s = G = 1.9 \text{ kN/ml}$$

$$M = Q * l^2/2 = 0,512 \times 0.45^2/2 = 0.052 \text{ kN.m}$$

III-9-3 Ferrailage de l'acrotère

III-9-3-1 Calcul des armatures longitudinales

On calcule les armatures nécessaires dans l'acrotère par les formules de la flexion composée.



III-9-3-2 Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression-le centre de gravité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 3.03 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_0}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$$3.03 > 1.67 \quad \text{CV}$$

La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

Détermination du ferrailage

ELU

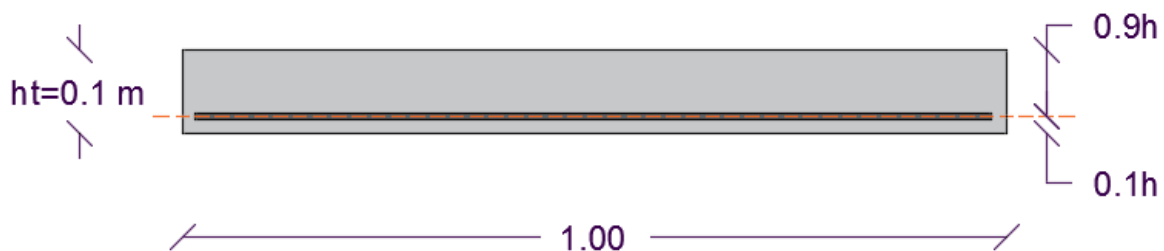


Figure III-4: Section de calcul d'acrotère.

Moment de flexion fictif (M_a) :

$$M_a = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right)$$

$$M_a = 2.57 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0363 \right)$$

$$M_a = 0.18 \text{ Kn.m}$$

Moment réduit (μ_u) :

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{0.078 \times 10^{-3}}{1 \times 0.090^2 \times 14.17} = 0.000672$$

$$\mu_u < 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{Section simple armature (S.S.A)}$$

$$\rightarrow A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.000671})$$

$$\rightarrow \alpha = 0.0008$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad \rightarrow \quad Z = 0.135 (1 - 0.4 \times 0.0008) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right) \quad (N : \text{compression } (-))$$

$$A_{sa} = \frac{1}{201.63} \times \left(\frac{0.180 \times 10^{-3}}{0.09} - 2.57 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{sa} = 0.028 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st_{min}} \geq 1.09 \text{ cm}^2$$

$$1.8 \times 10^{-2} < 1.09$$

$$A_{st_{min}} \geq \max(1.25 \times 10^{-2}; 1.09) \geq 1.09 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Calcul d'espacement:

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

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

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

E.L.S :

Vérification des contraintes

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s \times (d - x)}{s}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s \times (d - d')}{s}$$

$$\eta = 15$$

$$M_s = 0.052 \text{ Kn.m}$$

$$N_s = 1.9 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0.027 \text{ m}$$

$$P = -3 \times \left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{6\eta \times A_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right)$$

$$P = -3 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.027\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.027\right)$$

$$P = 3.57 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times \left(\frac{h}{2} - e\right)^3 - \frac{6 \times \eta \times A_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right)^2$$

$$q = -2 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.027\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.027\right)^2$$

$$q = -2.08 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

La méthode des itérations successives :

$$e = \sqrt[3]{-p \times e_1 - q}$$

on prend $e_1 = 0.5 \text{ m}$

$$0.5 \rightarrow 0.272$$

$$0.272 \rightarrow 0.274$$

$$0.274 \rightarrow 0.274$$

On prend la valeur de $e_1 = 0.274 \text{ m}$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0.1}{2} + 0.274 - 0.027$$

$$X = 2.97 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - \eta \times A_{st} \times (d - x)$$

$$S = \frac{100 \times 2.97^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (9 - 2.97)$$

$$S = 259.24 \text{ cm}^3$$

III-9-3-3 Calcul des contraintes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.9 \times 10^{-3} \times 2.97 \times 10^{-2}}{259.24 \times 10^{-6}} = 0.213 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 15 - \frac{1.9 \times 10^{-3} \times (0.9 \times 0.1 - 2.97 \times 10^{-2})}{259.24 \times 10^{-6}}$$

$$\sigma_{st} = 14.59 \text{ Mpa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé au noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{CV}$$

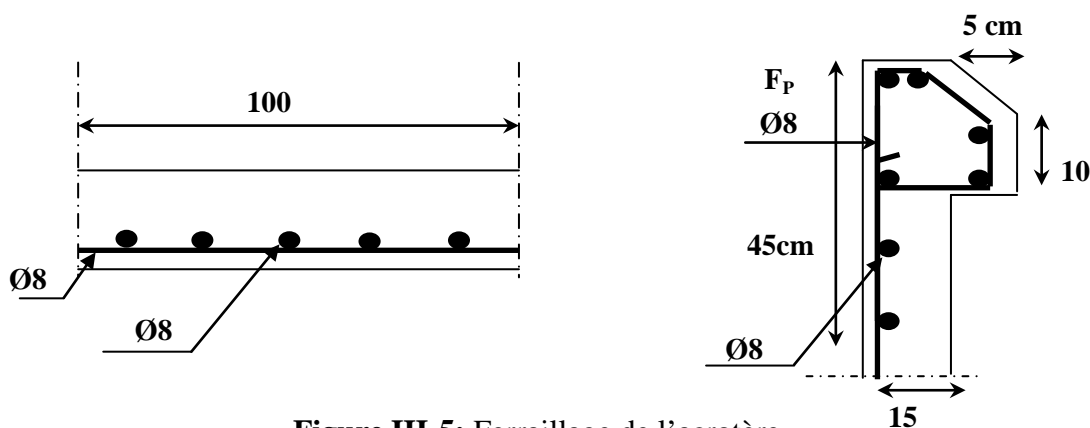


Figure III-5: Ferrailage de l'acrotère.

Etude comparatif :

Entre poutre en T + corps creux 16+5 et corps creux 20+5

⇒ Prix des matériaux :

Corps creux 16+5= 3200 Dzd / m²

Corps creux 20+5= 3600 Dzd/ m²

M³ béton armé : 30000 dzd / m³

Charge et surcharges :

Corps creux 16+5 =2,75 KN/ m²

Corps creux 20+5= 3,1 KN/ m²

Dalle en B.A : 5KN/ m²

Comparaison financière :

1) Corps creux 20+5 :
 $890 \text{ m}^2 * 3600 = 3\,204\,000 \text{ Dzd}$

2) Corps creux (16+5) +35 m³ B.A

$$-(720 \text{ m}^2 * 3200) + (30\,000 * 33.6 \text{ m}^3) = 3\,312\,000 \text{ Dzd}$$

Charges et surcharges 2 :

Corps creux 20+5: $780 \text{ m}^2 \rightarrow 3,30 \text{ kN/m}^2$

$$800 * 3,30 = 2640 \text{ kN}$$

Poutre en T + corps creux 16+5 :

$$168 \text{ m}^2 \text{ B.A (0,20m)} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$168 * 5 = 840 \text{ kN}$$

$$632 \text{ m}^2 \text{ 16+5} = 2,75 \text{ kN/m}^2$$

$$2,75 * 632 = 1738 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = 1738 + 840 = 2578 \text{ kN}$$

III- 10 Conclusion :

En utilisant les poutres en T pour passer à une dalle de corps creux (16+5) au lieu de (20+5) on doit dépenser 108 000 dzd de plus par dalle ; soit 1 296 000 dzd par un projet de (sous sol +RDC + 10 étages), mais on allège la dalle de 62 kN par dalle soit 744kN de l'ensemble du projet .

Ce qui va diminuer les charges sur les fondations.

Chapitre IV :
Etude
dynamique

IV-1 Introduction :

Les séismes sont des catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, ils s'expliquent par l'activité des couches constitutives du globe terrestre telles que définie par la théorie de la tectonique des plaques, pour cela l'homme est menacé à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires tel que les incendies et les explosions...).

De ce fait, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection des vies humaines. Notre objectif n'est pas seulement de faire une étude dynamique du bâtiment, mais aussi de faire appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage et de déterminer leurs caractéristiques dynamiques lors de ses vibrations.

IV-2 L'étude dynamique :

L'étude du comportement dynamique des bâtiments est importante, pour la détermination des caractéristiques dynamique de la structure, et aussi pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique de la structure. L'utilisation des connaissances peut permettre de réduire les conséquences des séismes pour la population.

IV-2-1 But :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe, c'est pour cette raison qu'on fait recours à la modélisation.

Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini tout en respectant la précision des paramètre du système d'origine à savoir (la masse, la rigidité et l'amortissement), autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacement nodaux. Ce chapitre pour objectif de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

Pour l'étude de ce bâtiment on va utiliser le SAP2000.

IV-3 Modélisation de la structure :

Notre structure a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000.version2014), Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines données liées à la structure, (La géométrie, Les matériaux utilisées, Les dimensions des éléments, Le chargement, Les combinaisons de calcul).

Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments structuraux et non structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (Poteaux-Poutres) ont été modélisés par des éléments finis de type (Frame) à deux nœuds, chaque nœud possède Six degrés de libertés (trois translations et trois rotations).
- Les voiles, les planchers et les escaliers ont été modélisés par des éléments surfaciques type (Shell) à quatre nœuds. A tous les planchers, nous avons attribué une (Contrainte) de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
 - Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

Modélisation de masse

La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

La masse est calculée par l'équation ($G + \beta \times Q$) imposée par le RPA99/V2003 avec ($\beta = 0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les poutres, les voiles et les escaliers est prise égale à celle du béton à savoir ($\gamma_{\text{béton}}=25\text{KN/m}^3$)
- La masse des murs extérieurs ou intérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres et chainages.
- La masse de l'acrotère a été répartie aux niveaux des poutres et chainages qui se trouvent sur le périmètre du plancher terrasse.

Le modèle initiale a été fait suivant les plans architecturaux et le pré dimensionnement qu'on a déjà fait dans les chapitres précédents.

Les méthodes de calcul :

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

a) La méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets considérés équivalentes à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

A) - Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (I et II) et 30m en zone (III).

B) - Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncé en (A), les conditions complémentaires :

Zone (I) : Tous groupe.

Zone (II) : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, avec $H \leq \min(7 \text{ Niveaux ; } 23 \text{ m})$.

Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux ; } 17 \text{ m})$.

Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux ; } 10 \text{ m})$.

Zone (III) : Groupe d'usage 2 et 3, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux ; } 17\text{m})$.

Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux ; } 10 \text{ m})$.

Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(2 \text{ Niveaux ; } 8\text{m})$.

b) La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de libertés (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenue soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

- Combinaisons de calcul : D'après RPA99/Version2003 :

Les actions sismiques sont considérées comme des actions accidentelles au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites, Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E \text{ et } 0,8 G \pm E$$

Où : E c'est l'action du séisme

Et pour combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

- La méthode statique équivalente :

Malgré qu'on a une structure irrégulière (L) mais on va vérifier les critères suivants :

a) Conditions minimales sur les files de contreventement

Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- **Sens-x :**

$$\frac{5,1}{5,4} = 0,94 < 1,5$$

$$\frac{5,4}{5,45} = 0,99 < 1,5$$

$$\frac{5,45}{5,15} = 1,05 < 1,5$$

$$\frac{5,15}{5,5} = 0,93 < 1,5$$

$$\frac{5,5}{5,9} = 0,93 < 1,5$$

Condition est vérifiée

- **Sens-y :**

$$\frac{5}{6} = 0,83 < 1,5$$

$$\frac{6}{5,8} = 1,03 < 1,5$$

$$\frac{5,8}{4,7} = 1,23 < 1,5$$

$$\frac{4,7}{6,31} = 0,74 < 1,5$$

Condition est vérifiée

Puisque la condition est vérifiée suivant les deux directions (x et y), donc $p_{x1}=p_{y1}=0$

b) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

➤ Sens-x

La valeur maximale égale à 5,9 m, et la valeur minimale égale à 5,1m. Donc cette condition est vérifiée.

Le rapport entre ces deux valeurs égales à : $\frac{L_{max5,9}}{L_{min5,1}} = 1,15 < 1,5$

Donc la deuxième condition est vérifiée.

Donc $p_{x2} = 0$

➤ Sens-y

La valeur maximale égale à 6,31 m, et la valeur minimale égale à 4,7 m. Donc cette condition est vérifiée.

Le rapport entre ces deux valeurs égales à : $\frac{L_{max6,31}}{L_{min4,7}} = 1,34 < 1,5$

Donc la deuxième condition est vérifiée.

Donc $p_{y2} = 0$

c) Régularité en plan

Un bâtiment est classé régulier en plan, si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

a1.

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique, vis à vis de deux directions orthogonales, aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. Puisque notre bâtiment présente une dissymétrie, donc cette condition n'est pas vérifiée.

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc on n'est pas obligé de vérifier les autres conditions ➔ $p_{x3} = p_{y3} = 0.05$ (n'est pas observé).

d) Régularité en élévation

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (d1 à d4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

(RPA 99 version 2003).

d1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Critère observé CV.

d2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

Dans notre cas la condition n'est pas vérifiée.

Puisque le critère n'est pas vérifié suivant les deux directions, ce n'est pas nécessaire de vérifier les autres critères, donc $p_{qx4} = p_{qy4} = 0.05$ (critère non observé).

e) Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

On va supposer qu'il n'y a pas des essais pour contrôler la qualité des matériaux. Donc

$p_{qx5} = p_{qy5} = 0.05$ (critère non observé).

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est non observé car il est très difficile de contrôler tous les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet sur toutes les journées hivernales donc CNV.

Critère non observé $P_q = 0.1$

- Coefficient d'accélération de la zone A

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Tlemcen zone I

Ouvrage d'importance moyenne groupe 2

D'après le tableau 4-1 du RPA99 V2003, le coefficient d'accélération égal à $A = 0,10$.

- Coefficient de comportement R

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) du (RPA99/V2003) en fonction du système de contreventement,

Pour notre structure, on a ajouté des voiles aux portiques pour avoir un bon comportement sous l'action sismique, et avoir aussi une bonne ductilité et bonne capacité de dissipation.

Pour cela, le règlement parasismique algérien contient trois systèmes différents de contreventement avec voiles :

→ Systèmes (2) : C'est un système constitué par des voiles porteurs en béton armé, les voiles doivent être reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

→ Système (4.a) : C'est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles, Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

→ Système (4.b) : C'est un système de contreventement par des voiles en béton armé.

Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Ce système limite les bâtiments en hauteur de 33 m ou 10 niveaux au maximum.

Pour choisir le système qui s'adapte à notre structure et notre disposition, il faut vérifier l'effort normal des voiles, car celui-ci affecte fortement les voiles.

Voici un organigramme qui nous montre, comment choisir le système de contreventement.

Facteur de qualité Q

La valeur du facteur de qualité est déterminée par cette formule :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité, sa valeur est donnée dans le tableau 4.4 (RPA99 version 2003).

Tableau IV-1: Récapitulatif des pénalités

	Sens- x	Sens-y
Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
redondance en plan	0	0
régularité en plan	0,05	0,05
régularité en élévation	0,05	0,05
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de	0,1	0,1

l'exécution		
La somme	0,25	0,25

Sens-x Sens-y

Alors le facteur de qualité égal à :

$$Q_x = 1 + 0.25 \quad Q_x = 1.25$$

$$Q_y = 1 + 0.25 \quad Q_y = 1.25$$

• Période empirique

D'après le RPA 99 version 2003, on doit calculer la période empirique de la structure en utilisant 2 formules, et on prend la plus petite valeur, puis on la compare avec la période numérique.

➤ 1 ère formule

$$T_1 = CT \times h_n^{3/4}$$

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 (RPA99 V2003). Puisque notre bâtiment est assuré partiellement par des voiles en béton armé, donc CT égale à 0.050.

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Notre bâtiment est égal à 39,78 m.

➤ 2ème formule

$$T_2 = 0.09 h_n / \sqrt{D}$$

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ La période dans le sens x

-1ère formule :

$$\rightarrow T_1 = 0.05 \times 39,78^{3/4}$$

$$\rightarrow T_1 = 0.791 \text{ s}$$

2ème formule

$$T_{x2} = \frac{0,09 \times 39,78}{\sqrt{32,5}} = 0,62 \text{ s}$$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est : $T_x = \min(T_{x1} ; T_{x2}) = 0.62 \text{ s}$

$$T_{x(\text{majoré})} = 1.3 \times 0,62 = 0,806 \text{ s}$$

La période dans le sens y

-1ère formule :

$$\rightarrow T_1 = 0.05 \times 39,78^{3/4}$$

$$\rightarrow T_1 = 0.791 \text{ s}$$

2ème formule

$$T_{x2} = \frac{0,09 \times 39,78}{\sqrt{27,8}} = 0,67 \text{ s}$$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est : $T_y = \min(T_{y1} ; T_{y2}) = 0.67 \text{ s}$

$$T_{x(\text{majoré})} = 1.3 \times 0,62 = 0,871 \text{ s}$$

$$T = \min(T_{x(\text{majoré})}, T_{y(\text{majoré})}) = 0.806 \text{ s}$$

IV-4 Les conditions à vérifier :

D'après le RPA99/version2003 :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de Trois dans chaque direction considérée.
- la résultante des forces sismiques à la base obtenue par l'analyse modale spectrale ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

IV-5 La disposition des voiles :

Les règlements parasismiques et les experts du Génie civil préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventements pour éviter les phénomènes suivants :

- La torsion d'ensemble : La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité, Sous l'action sismique, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents.
- L'oscillation différentielle : Elle se produit lorsque deux ailes d'un bâtiment ont des inerties différentes, Leur périodes propres de vibration dans le même plan vertical sont alors différentes, Les angles rentrants vont subir des concentrations des contraintes et par la suite le bâtiment va s'effondre.
- Notre structure est irrégulière en plan, Donc il faut prendre ces phénomènes en considération pour la disposition des voiles de contreventement.

Après plusieurs tentatives on a pu obtenir la disposition suivante :

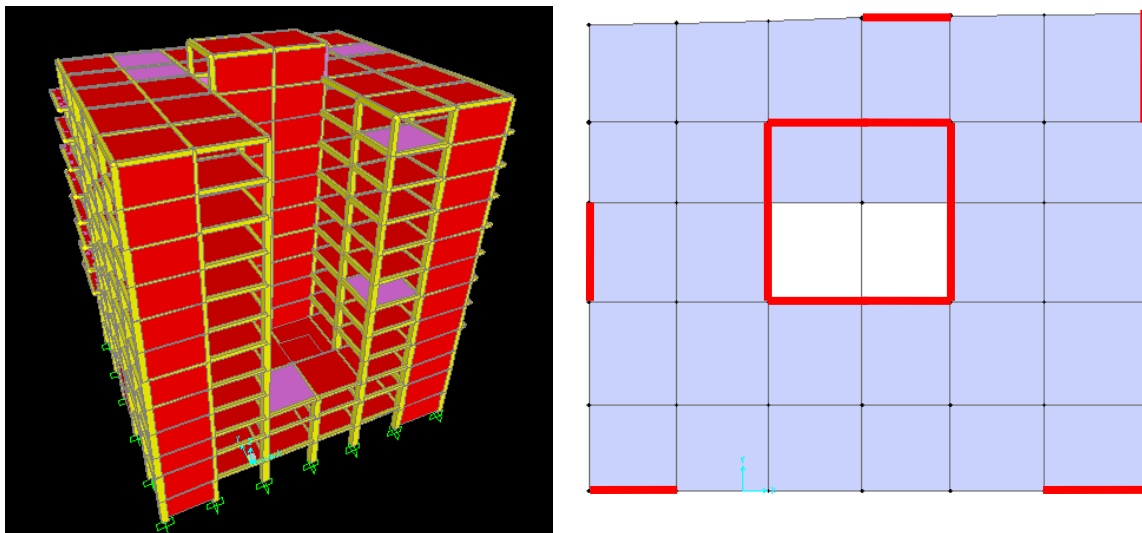


Figure IV-1: Le modèle finale

La période de la disposition est représentée sur le tableau suivant :

Tableau IV-2: Périodes et participation du modèle finale.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,786387	4%	31%	0,00001368	4%	31%
MODAL	Mode	2	0,619547	60%	9%	0,000002126	64%	40%
MODAL	Mode	3	0,54109	5%	25%	0,00003058	69%	65%
MODAL	Mode	4	0,341068	0%	0%	0,00085	69%	65%
MODAL	Mode	5	0,337907	0%	0%	0,00428	69%	65%
MODAL	Mode	6	0,336267	0%	0%	0,00169	69%	65%
MODAL	Mode	7	0,336097	0%	0%	0,00282	69%	65%
MODAL	Mode	8	0,335286	0%	0%	0,00191	69%	65%
MODAL	Mode	9	0,334671	0%	0%	0,00089	69%	65%
MODAL	Mode	10	0,333276	0%	0%	0,00047	69%	65%
MODAL	Mode	11	0,332264	0%	0%	0,00086	69%	65%
MODAL	Mode	12	0,331235	0%	0%	0,00043	69%	65%
MODAL	Mode	13	0,330525	0%	0%	0,00109	69%	65%
MODAL	Mode	14	0,32263	0%	0%	0,0012	69%	65%
MODAL	Mode	15	0,316929	0%	0%	0,00091	69%	65%
MODAL	Mode	16	0,214194	4%	6%	2,147E-07	73%	71%
MODAL	Mode	17	0,174299	9%	9%	0,00043	82%	80%
MODAL	Mode	18	0,160949	8%	3%	0,00001669	90%	85%
MODAL	Mode	19	0,145917	0%	2%	0,00009369	91%	93%
MODAL	Mode	20	0,141438	0%	0%	0,0028	91%	93%

D'après le RPA99 version 2003, il faut comparer Tnum avec $1.3Temp$.

Tel que :

il faut : $T_{analytique} < 1,3Temp$

→ $0,786s < 0.806s$ donc la condition est vérifiée.

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement, et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$$D = 2,5\eta \quad \text{si } 0 < T < T_2$$

$$D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \text{si } T_2 < T < 3s$$

$$D = 2,5\eta (T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} \quad \text{si } T \geq 3s$$

Où :

T_2 : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le tableau 4.7 du RPA99 version 2003.

T : C'est la période fondamentale de la structure

η : C'est le coefficient de correction d'amortissement, il est donné par cette formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}}$$

Où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 7%

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} = \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 > 0.7 \text{ (RPA99 version 2003)}$$

Le sol est meuble (S3), donc :

$$T1 = 0.15s \text{ et } T2 = 0.50s.$$

Puisque la période fondamentale de la structure T , est comprise entre $T2$ et $3s$

($T2 < T < 3.0s$), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule :

$$D = 2.5 \eta (T2/T)^{2/3}$$

Sens-x :

$$D_x = 2.5 \times 0.882 * (0.5/0.62)^{2/3} \rightarrow D_x = 1.77$$

Sens-y :

$$D_y = 2.5 \times 0.882 * (0.5/0.67)^{2/3} \rightarrow D_y = 1.68$$

IV-6 Poids totale de la structure :

D'après le RPA99 version 2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations. Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum_1^6 W_i$$

Où :

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

Avec :

β : c'est le coefficient de pondération, d'après le tableau 4.5 du RPA99, il est pris égal à 0.2 (bâtiment d'habitation).

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

A partir du logiciel SAP 2000, on peut avoir les différents poids de chaque étage, ces poids sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV-3: Les poids de la structure.

Niveau Poids	« W_i » en (ton)	H_i (m)
Sous sol	1082.649	3,06
RDC	1211.254	6,12
Etage 1	1178.968	9,18
Etage 2	869.96	12,24
Etage 3	764.12	15,3
Etage 4	759.34	18,36
Etage 5	756.54	21,42
Etage 6	751.92	24,48
Etage 7	745.44	27,57
Etage 8	741.81	30,6
Etage 9	739.35	33,66

Etage 10	735.71	36,72
Buanderie	678.47	39,78
	$\Sigma W_i = 11015,51$	

IV-7 Détermination de l'effort tranchant à la base (v) :

-N (voile)/N (totale) > 20% CV

Donc on choisie « système 2 R=3.5 ».

Pour calculer l'effort tranchant à la base, on utilise la formule suivante :

$$V_{xbase} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} * W = \frac{0,12 * 1,77 * 1,25}{3,5} * 110155,1$$

$$V_{xbase} = 8356,05 \text{ kN}$$

$$V_{ybase} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} * W = \frac{0,12 * 1,68 * 1,25}{3,5} * 110155,1$$

$$V_{ybase} = 7931,16 \text{ kN}$$

IV-8 Méthode d'analyse modale spectrale :

D'après le RPA99/Version2003 :

La méthode d'analyse modale spectrale est applicable pratiquement dans tous les cas, elle donne une interprétation réaliste du comportement d'une structure soumise à une action sismique.

Elle servira au calcul des structures dont la configuration est simple ou complexe.

Avec cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25) A \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25) A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T}{T_2} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25) A \left(\frac{T}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

T1, T2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie de site (S3)

Sa : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Vrsion2003,

Avec :

Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone I et Groupe d'usage 2

$$A = 0,12$$

Pourcentage d'amortissement critique (ε) : Béton armé dense

$$\varepsilon = 7\%$$

Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site meuble(S3)

$$T_1 = 0,15 \text{ s} ; T_2 = 0,50 \text{ s}$$

Coefficient de comportement global de la structure (R) :

$$R = 3,5$$

La période fondamentale de la structure (**T**) :

T (analytique) = 0,806 s

➤ Facteur de qualité (**Q**) :

Q(x) = Q(y) = 1,25

➤ Facteur de correction d'amortissement (**η**) :

η = 0,882

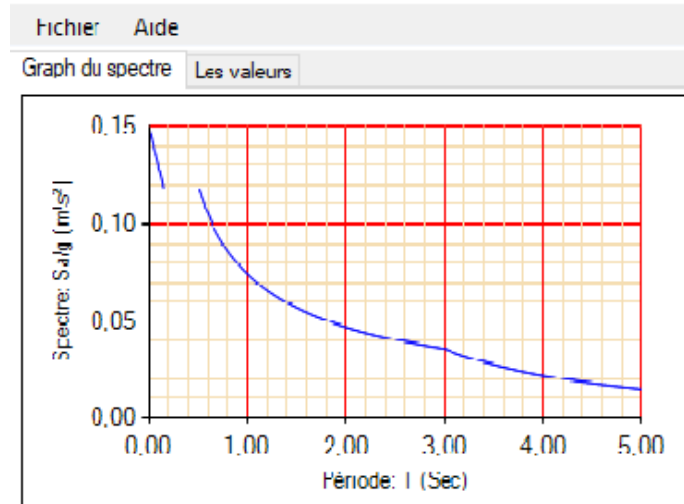


Figure IV-2: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA99 SPECTRE).

IV-9 Résultante des forces sismiques de calcul :

Après l'analyse modale par logiciel (Sap2000), on a obtenu les résultats suivants :
 (V(x) Dynamique ; V(y) Dynamique : Les efforts tranchants à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales suivant les axes (x ; y)

Tableau IV-4: Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales.

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	StepType		
Text	Text		KN
Ex spectre	Max		7534,05
Ey spectre	Max		7968,245

Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

- Vérification de la résultante des forces sismiques :

D'après le RPA99/version2003, La résultante des forces sismiques à la base V (Dynamique) 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 V (Statique) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$\frac{V_{dynamique}}{V_{statique}} \geq 80 \%$$

Tableau IV-5: La vérification de la résultante des forces sismique.

SENS	Vstatique	Vdynamique	$\frac{V_{dynamique}}{V_{statique}} \geq 80 \%$
X	7321,59	7534,05	CV
Y	7321,59	7968,245	CV

Conclusion :

La condition est vérifiée dans les 02 sens, donc la modélisation de notre structure est correcte, elle ne contient pas d'importances erreurs.

- **Justification de l'interaction (Portiques-Voiles) :**

D'après le RPA99/Version2003, Pour le système (2 → R= 3,5) de contreventement mixte assuré par des voiles ou des voiles et des portiques.

Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (ELS) ou bien (ELU).

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles

Sous sollicitations verticales :

$$\% \text{portique} = \frac{P(\text{portique})}{P(\text{portique+voile})} \leq 80\%$$

$$\% \text{voile} = \frac{P(\text{voile})}{P(\text{portique+voile})} \geq 20\%$$

Tableau IV-6: Justification de l'interaction due aux charges verticales dans chaque niveau.

Niveau	Pn (KN)	P voiles (KN)	P poteaux (KN)	% P voiles	% P poteaux
Sous-sol	112447.72	35739,645	76708,075	31,78	68,21
RDC	100628.25	34213,865	66414,385	34,00	65,99
Etage 1	89037.71	32381,616	56656,094	36,36	63,63
Etage 2	80523.12	23922,194	56600,926	29,70	70,29
Etage 3	73015.43	19608,437	53406,993	26,85	73,14
Etage 4	65556.10	13202,625	52353,475	20,13	79,86
Etage 5	58145.14	11502,183	46642,957	19,78	80,21
Etage 6	50778.42	9974,451	40803,969	19,64	80,35
Etage 7	43455.94	7991,201	35464,739	18,38	81,16
Etage 8	36173.39	6981,873	29191,517	19,30	80,69
Etage 9	28930.86	5506,06	23424,800	19,03	80,96
Etage 10	21724.04	4045,187	17678,853	18,62	81,37
Buanderie	741.34	521,94	219,400	70,40	29,60

Conclusion : La condition est vérifiée dans tous les niveaux de la structure.

Sous sollicitations horizontales :

$$\% \text{portique} = \frac{P(\text{portique})}{P(\text{portique+voile})} = 0\%$$

$$\% \text{voile} = \frac{P(\text{voile})}{P(\text{portique+voile})} = 100\%$$

V Structure (KN)	V Voiles (x) (KN)	V Voiles (y) (KN)	% Voiles (x) (KN)	% Voiles(y) (KN)
7321,59	6944,66	7304,73	91,54	96,28
			CV	CV

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, on constate que les voiles reprennent presque la totalité des charges horizontales.

Puisque l'effort tranchant reprise par les voiles dépasse les 90%, on peut considérer que la totalité des efforts horizontales est reprise par des voiles. Puisque c'est impossible d'avoir les 100%.

Cela implique que la condition est vérifiée, donc on garde le coefficient de comportement $R=3,5$.

- Justification de l'effort normal réduit

D'après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{\beta * F_{c28}} \leq 0,3$$

La combinaison (G+Q±E) donne les efforts normaux maximums.

Avec :

N : L'effort normal de calcul s'exerçant sur le poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

B : L'aire (la section brute) du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau IV-7 : Justification de l'effort normal réduit dans tous les étages.

Niveau	(A=B) (m)	S (m ²)	N (max) (MN)	v	$v < 0,3$
Sous-sol	0,70	0,49	4,397	0,35	CNV
RDC	0,65	0,4225	3,871	0,36	CNV
Etage 1	0,65	0,4225	3,438	0,32	CNV
Etage 2	0,60	0,36	3,122	0,34	CNV
Etage 3	0,60	0,36	2,817	0,31	CNV
Etage 4	0,55	0,3025	2,514	0,33	CNV
Etage 5	0,55	0,3025	2,219	0,29	CV
Etage 6	0,50	0,25	1,926	0,31	CNV
Etage 7	0,50	0,25	1,639	0,26	CV
Etage 8	0,45	0,2025	1,354	0,26	CV
Etage 9	0,45	0,2025	1,074	0,21	CV

Etage 10	0,40	0,16	0,804	0,20	CV
Buanderie	0,35	0,1225	0,113	0,03	CV

Conclusion :

La condition n'est pas vérifiée dans certains niveaux, donc la solution c'est d'augmenter les dimensions des poteaux au niveau d'étages que la condition ne plus vérifie pas.

Après avoir augmenté les dimensions des poteaux, on va refaire la vérification.

Tableau IV-8: La nouvelle justification de l'effort normal réduit après l'augmentation des dimensions de poteaux

Niveau	(A=B) (m)	S (m ²)	N (max) (MN)	ν	$\nu < 0,3$
Sous-sol	0,80	0,64	4,611	0,28	CV
RDC	0,75	0,5625	4,069	0,28	CV
Etage 1	0,75	0,5625	3,616	0,25	CV
Etage 2	0,70	0,49	3,283	0,26	CV
Etage 3	0,70	0,49	2,964	0,25	CV
Etage 4	0,65	0,4225	2,645	0,25	CV
Etage 5	0,65	0,4225	2,334	0,22	CV
Etage 6	0,60	0,36	2,024	0,22	CV
Etage 7	0,60	0,36	1,721	0,19	CV
Etage 8	0,55	0,3025	1,420	0,18	CV
Etage 9	0,50	0,25	1,124	0,18	CV
Etage 10	0,45	0,2025	0,832	0,16	CV
Buanderie	0,35	0,1225	0,130	0,04	CV

Conclusion :

La condition est vérifiée dans tous les niveaux de la structure.

Vérification vis-à-vis des déformations :

Selon le **RPA99 V2003**, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Et selon l'article [RPA99 V2003, 5.10] :

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \text{ et } \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

$$\Delta k_{adm} = 0.01 h$$

$$\Delta k, x = \delta k, x - \delta k-1, x \text{ et } \Delta k, y = \delta k, y - \delta k-1, y$$

$$\delta k, x = R \times \delta e_{kx} \text{ et } \delta k, y = R \times \delta e_{ky}$$

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

Δk_y : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

e_{kx} : Déplacement absolu selon x (à partir de SAP2000).

e_{ky} : Déplacement absolu selon y (à partir de SAP2000).

Δk_{adm} : Déplacement relatif admissible.

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV-9: Vérification vis-à-vis des déformations inter étages

Niveau	δ_{Kx} (cm)	δ_{Ky} (cm)	Δkx	Δky	1%he	$\Delta k < 1\%he$
Sous-sol	0.19355	0.2422	0.19355	0.2422	3.06	CV
RDC	0.59675	0.6881	0.4032	0.4459	3.06	CV
Etage 1	1.2348	1.3786	0.6381	0.6905	3.57	CV
Etage 2	2.0296	2.3285	0.7948	0.9499	3.57	CV
Etage 3	2.8770	3.3978	0.8474	1.0693	3.06	CV
Etage 4	3.7975	4.5346	0.9202	1.1368	3.06	CV
Etage 5	4.7586	5.7057	0.9611	1.1711	3.06	CV
Etage 6	5.7340	6.8740	0.9754	1.1683	3.06	CV
Etage 7	6.7077	8.0255	0.9737	1.1515	3.06	CV
Etage 8	7.6618	9.1336	0.9541	1.1081	3.06	CV
Etage 9	8.5876	10.1934	0.9258	1.0598	3.06	CV
Etage 10	9.4738	11.1870	0.8862	0.9939	3.06	CV
Buanderie	11.8930	13.7844	0.7693	0.8043	3.06	CV

Conclusion :

Il y'a aucun risque car les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA99/Version2003

IV-10 Vérification de l'effet P- Δ :

D'après le RPA99/Version2003 :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui produit dans chaque structure ou éléments qui sont soumis à des charges axiales, Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

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

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta k}{v_k * h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitations, associées au-dessus du niveau (k)

$$P_k = \sum W_i$$

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

v_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) : $V = \sum_{i=k} F_i$.

h : Hauteur de l'étage (k).

- Si $\theta_k \leq 0.1$: l'effet P- Δ peut être négligé.
- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: en amplifiant les efforts de l'action sismique, calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur (1- θ_k).
- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens x et y est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau IV-11: Vérification de l'effet P- Δ suivant x

Sens x-x						
Niveau	Pk (KN)	Δk (cm)	Vk (KN)	hk (cm)	θ	$\theta \leq 0.1$
Sous-sol	123114.50	0.19355	7586.61	306	0.0100	CV
RDC	112447.72	0.4032	7500.33	306	0.0197	CV
Etage 1	100628.25	0.6381	7309.11	357	0.0246	CV
Etage 2	89037.71	0.7948	7012.20	357	0.0282	CV
Etage 3	80523.12	0.8474	6713.72	306	0.0332	CV
Etage 4	73015.43	0.9202	6389.81	306	0.0347	CV
Etage 5	65556.10	0.9611	6007.64	306	0.0342	CV
Etage 6	58145.14	0.9754	5568.00	306	0.0332	CV
Etage 7	50778.42	0.9737	5071.39	306	0.0318	CV
Etage 8	43455.94	0.9541	4518.53	306	0.0299	CV
Etage 9	36173.39	0.9258	3909.77	306	0.0279	CV
Etage 10	28930.86	0.8862	3245.77	306	0.0258	CV
Buanderie	7414.00	0.7693	925.50	306	0.0201	CV

Tableau IV-12: Vérification de l'effet P- Δ suivant Y

Sens Y-Y						
Niveau	Pk (KN)	Δk (cm)	Vk (KN)	hk (cm)	θ	$\theta \leq 0.1$
Sous-sol	123114.50	0.2422	7586.61	306	0.0128	CV
RDC	112447.72	0.4459	7500.33	306	0.0218	CV
Etage 1	100628.25	0.6905	7309.11	357	0.0266	CV
Etage 2	89037.71	0.9499	7012.20	357	0.0337	CV
Etage 3	80523.12	1.0693	6713.72	306	0.0419	CV
Etage 4	73015.43	1.1368	6389.81	306	0.0428	CV
Etage 5	65556.10	1.1711	6007.64	306	0.0417	CV
Etage 6	58145.14	1.1683	5568.00	306	0.0398	CV
Etage 7	50778.42	1.1515	5071.39	306	0.0376	CV
Etage 8	43455.94	1.1081	4518.53	306	0.0348	CV
Etage 9	36173.39	1.0598	3909.77	306	0.0320	CV
Etage 10	28930.86	0.9939	3245.77	306	0.0289	CV
Buanderie	7414.00	0.8043	925.50	306	0.0210	CV

IV-11 Conclusion :

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que la condition est vérifiée, ce la veut dire que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

IV-12 Conclusion générale :

La dynamique des structures est un champ d'expertise dont la maîtrise est désormais indispensable pour tout projet de construction. Le développement de structures toujours plus légères et élancées impose en effet à l'ingénieur civil d'en connaître les principes, tout comme ceux du génie parasismique. Elle est très importante pour assurer la stabilité des structures.

Dans notre structure, les conditions de stabilité fournis par RPA99 version2003 sont vérifiées, donc elle est stable.

Chapitre V :
Etude des
éléments
structuraux

V-1- Etude des poteaux :**V-1-1- Introduction :**

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

Aussi, le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes.

Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base et aussi à des efforts tranchants, On détermine par l'interaction des efforts normaux et des moments fléchissant les sections des armatures longitudinales, comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par les efforts tranchants.

L'étude des poteaux sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (**SAP2000 v14**), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le :

RPA99/version 2003 et du (**C.B.A.93**).

V-1-2- Combinaisons des charges :**V-1-2-1- Selon (C.B.A.93)**

Les combinaisons fondamentales.

- ELU → 1.35 G + 1.5 Q
- ELS → G + Q

V-1-2-2- Selon RPA99/version 2003

Les combinaisons accidentelles.

- G + Q ± Ex
- G + Q ± Ey
- 0,8 G ± Ex
- 0,8 G ± Ey

V-1-3- Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

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

T: L'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0,9b

$$\tau_{bu} = \rho_d * f_{c28} \quad \text{RPA 99V2003, (P51)}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \quad \text{RPA 99V2003, [7.4.2.2] (P66)}$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f longueur de flambement du poteau.

Longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 * L_o$$

$L = 3,57 \text{ m}$

$L_f (\text{RDC}) = 2,499 \text{ m}$

$L = 3,06 \text{ m}$

$L_f (\text{SS, autres étages}) = 2,142 \text{ m}$

Tableau V-1: Vérification spécifique sous sollicitations tangentés.

Niveau	T (MN)	τ_u (MPa)	λg	φ_d	τ_{bu} (MPa)	
Sous-sol	0,086	0,149	2,6775	0,04	1	CV
RDC	0,106	0,209	3,3320	0,04	1	CV
Etage 1	0,090	0,178	3,3320	0,04	1	CV
Etage 2	0,167	0,378	3,0600	0,04	1	CV
Etage 3	0,158	0,358	3,0600	0,04	1	CV
Etage 4	0,144	0,378	3,2953	0,04	1	CV
Etage 5	0,161	0,423	3,2953	0,04	1	CV
Etage 6	0,137	0,422	3,5700	0,04	1	CV
Etage 7	0,149	0,459	3,5700	0,04	1	CV
Etage 8	0,128	0,470	3,8945	0,04	1	CV
Etage 9	0,114	0,506	4,2840	0,04	1	CV
Etage 10	0,097	0,532	4,7600	0,04	1	CV
Buanderie	0,018	0,163	6,1200	0,075	1,875	CV

Conclusion :

D'après le **tableau V-1**, on remarque que les sollicitations tangentés sont vérifiées dans tous les niveaux.

Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

V-1-4- Sollicitations dans les poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison:

- Effort normal maximal avec le moment correspondant (N (max) ; M (correspondant))
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant (M (max) ; N (correspondant))
- Effort normal minimal avec le moment correspondant (N (min) ; M (correspondant))

N: Sera compté positif dans le cas d'une compression.

N : Sera compté négatif dans le cas d'une traction.

Tableau V-2 : Sollicitations maximales à l'ELU

Sollicitations maximales fondamentales	N (max) ; M (correspondant)		M (max) ; N (correspondant)		N (min) ; M (correspondant)	
	N (max) (MN)	M (corre) (MN.m)	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)	N (min) (MN)	M (corre) (MN.m)
Niveau						
Sous-sol	6,154	0,009	0,041	4,455	0,484	0,009
RDC	5,410	0,023	0,078	3,899	0,204	0,020
Etage 1	4,802	0,023	0,170	0,235	0,172	0,123
Etage 2	4,353	0,037	0,096	4,001	1,190	0,026
Etage 3	3,925	0,019	0,074	2,986	1,068	0,036
Etage 4	3,500	0,019	0,066	2,671	1,860	0,019

Etage 5	3,085	0,024	0,075	2,356	0,830	0,038
Etage 6	2,673	0,023	0,067	2,127	0,714	0,034
Etage 7	2,271	0,029	0,080	1,801	0,598	0,039
Etage 8	1,872	0,027	0,079	1,483	0,486	0,037
Etage 9	1,480	0,029	0,078	1,173	0,378	0,037
Etage 10	1,094	0,028	0,074	0,869	0,275	0,035
Buanderie	0,170	0,024	0,032	0,032	0,116	0,024

Tableau V-3 : Sollicitations maximales accidentel

Sollicitations maximales accidentelles	N (max) ; M (correspondant)		M (max) ; N (correspondant)		N (min) ; M (correspondant)	
	N (max) (MN)	M (corre) (MN.m)	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)	N (min) (MN)	M (corre) (MN.m)
Sous-sol	4,639	0,137	0,179	3,942	0,262	0,007
RDC	4,095	0,081	0,199	3,647	0,112	0,072
Etage 1	3,640	0,093	0,215	3,339	0,099	0,038
Etage 2	3,306	0,056	0,261	2,578	0,438	0,023
Etage 3	2,985	0,062	0,243	2,294	0,399	0,017
Etage 4	2,665	0,051	0,224	2,016	0,364	0,018
Etage 5	2,352	0,054	0,255	1,778	0,328	0,019
Etage 6	2,040	0,045	0,219	1,545	0,294	0,017
Etage 7	1,735	0,048	0,236	1,313	0,253	0,044
Etage 8	1,432	0,039	0,211	1,087	0,207	0,040
Etage 9	1,134	0,036	0,187	0,865	0,162	0,037
Etage 10	0,840	0,030	0,157	0,647	0,118	0,033
Buanderie	0,131	0,020	0,028	0,121	0,080	0,014

V-2- Ferrillages des poteaux :

D'après les règles de RPA99/version2003 (article 7.4.2.1) (P65)

V-2-1- Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

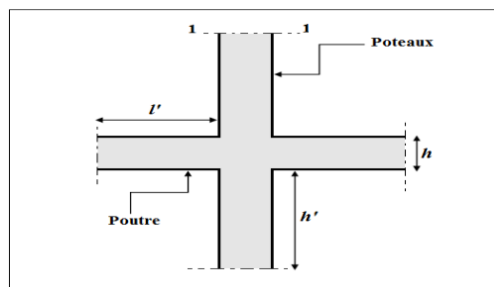


Figure V-1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

Poteau: $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

Avec : ($b_1; h_1$: dimensions du poteau) ; (h_e : La hauteur de l'étage)

Poutre : $l' = 2 \times h$ Avec : (h : Hauteur de la poutre)

Poteaux					
(a = b) (cm)	He (cm)	h' (cm)	(a = b) (cm)	He (cm)	h' (cm)
80	306	80	55	306	60
75	357	75	50	306	60
70	306	70	45	306	60
65	306	65			
60	306	60			

a) Calcul de ferrailage

On calcule les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion composée.

La première chose à faire est de chercher la position du centre de pression (C), (point d'application de l'effort).

Si (N) est un effort de compression, (C) sera posé au dessus de (G).

Si (N) est un effort de traction, (C) sera posé au dessous de (G).

La deuxième chose est de déterminer l'excentricité (e) et calculer le moment au centre de gravité des armatures inférieurs (Ma) et puis définir le domaine de fonctionnement.

Il ya 5 domaines de fonctionnement :

- Domaine 1 : Section entièrement tendue (Section du béton surabondante).
- Domaine 2 : Section partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues.
- Domaine 3 : Section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.
- Domaine 4 et 5 : Section entièrement comprimée.

On va prendre l'exemple de poteau de **Sous-sol**, car il est le plus sollicité.

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort Normal N et un moment fléchissant M.

- Le poteau le plus sollicité du sous-sol 2 à **ELU** : Avec (N (max) ; M (correspondant)) :

$$N (\text{max}) = 6,154 \text{ MN}$$

$$M (\text{correspondant}) = 0,009 \text{ MN.m}$$

$$a = b = 0,80 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; d = 0,72 \text{ m} ; d' = 0,08 \text{ m} ; \mu_R = 0,392$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,009}{6,154} = 0,00146 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,133 \text{ m}$$

$$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0,72 - \frac{0,8}{2} + 0,00211 = 0,32211 \text{ m}$$

$$Ma = Nu \times ea = 6,154 \times 0,32211 = 1,98 \text{ MN.m}$$

L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures est près du centre de gravité du béton.

Vérification de domaine :

$$Nu * (d - d') - Ma > (0,337 - 0,81 * \frac{d'}{h}) b * h^2 f_{bc}$$

$$6,154 * (0,72 - 0,08) - 1,98 > (0,337 - 0,81 * \frac{0,08}{0,8}) 0,8 * 0,8^2 * 14,17$$

1,9585 > 1,8572 → Section entièrement comprimé

$$Nu * (d - d') - Ma < (0,5h - d') * b * h * f_{bc}$$

$$6,154 * (0,72 - 0,08) - 1,98 < (0,5 * 0,8 - 0,08) * 0,8 * 0,8 * 14,17$$

1,9585 < 2,902 → domaine 4 → A₁ = 0

$$A_2 = \frac{1}{\sigma_{st}} [Nu - (1 - \chi) b * h * f_{bc}]$$

$$\chi = \frac{(\frac{0,5h-d'}{h} - \frac{(d-d') * Nu - Ma}{b * h^2 * f_{bc}})}{(\frac{7-d'}{6} - \frac{d'}{h})} = \frac{(\frac{0,5 * 0,8 - 0,08}{0,8} - \frac{(0,72 - 0,08) * 6,154 - 1,98}{0,8 * 0,8^2 * 14,17})}{(\frac{7-0,08}{6} - \frac{0,08}{0,8})} = 0,1218$$

$$A_2 = \frac{1}{348} [6,154 - (1 - 0,1218) 0,8 * 0,8 * 14,17] = -52,01 \text{ cm}^2$$

Le béton peut résister seul aux efforts appliqués. On va ferriller par le minimum exigé par le RPA on va procéder de la même manière pour le calcul de toutes les sollicitations.

NB :

S.E.C : section entièrement comprimé

S.P.C : section partiellement comprimé

Tableau V-5: Les résultats de ferrillage pour les sollicitations maximales fondamentales.

Sollicitations maximales fondamentales	N (max) ; M (correspondant)			M (max) ; N (correspondant)			N (min) ; M (correspondant)			
	Niveau	section	A2 (cm2)	A1 (cm2)	section	A2 (cm2)	A1 (cm2)	section	A2 (cm2)	A1 (cm2)
Sous-sol	S.E.C		-33,54	0	S.P.C	0	-49,43	S.P.C	0	-2,37
RDC	S.P.C		0	-64,13	S.P.C	0	3,75	S.P.C	0	2,63
Etage 1	S.P.C		0	-58,61	S.P.C	0	-46,42	S.P.C	0	-16,99
Etage 2	S.P.C		0	-53,28	S.P.C	0	-37,92	S.P.C	0	-14,70
Etage 3	S.P.C		0	-48,50	S.P.C	0	-33,31	S.P.C	0	-26,41
Etage 4	S.P.C		0	-42,15	S.P.C	0	-29,13	S.P.C	0	-10,84
Etage 5	S.P.C		0	-37,28	S.P.C	0	-25,62	S.P.C	0	-9,09

Etage 6	S.P.C	0	-31,06	S.P.C	0	-20,89	S.P.C	0	-7,08
Etage 7	S.P.C	0	-26,09	S.P.C	0	-15,86	S.P.C	0	-5,27
Etage 8	S.P.C	0	-20,20	S.P.C	0	-10,91	S.P.C	0	-3,36
Etage 9	S.P.C	0	-14,95	S.P.C	0	-6,26	S.P.C	0	-1,64
Etage 10	S.P.C	0	-10,50	S.P.C	0	-2,26	S.P.C	0	-0,12

Tableau V-6: Les résultats de ferrailage pour les sollicitations maximales accidentelles.

Sollicitations maximales accidentelles	N (max) ; M (correspondant)			M (max) ; N (correspondant)			N (min) ; M (correspondant)			
	Niveau	section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)
Sous-sol	S.P.C	0	-55,80	S.P.C	0	-46,21	S.P.C	0	-3,87	
RDC	S.P.C	0	-51,23	S.P.C	0	-39,38	S.P.C	0	1,32	
Etage 1	S.P.C	0	-45,77	S.P.C	0	-35,21	S.P.C	0	0,05	
Etage 2	S.P.C	0	-42,59	S.P.C	0	-21,58	S.P.C	0	-5,81	
Etage 3	S.P.C	0	-38,65	S.P.C	0	-19,56	S.P.C	0	-5,49	
Etage 4	S.P.C	0	-34,27	S.P.C	0	-15,32	S.P.C	0	-4,82	
Etage 5	S.P.C	0	-30,45	S.P.C	0	-10,55	S.P.C	0	-4,21	
Etage 6	S.P.C	0	-26,19	S.P.C	0	-7,99	S.P.C	0	-3,70	
Etage 7	S.P.C	0	-22,26	S.P.C	0	-4,12	S.P.C	0	-1,57	
Etage 8	S.P.C	0	-18,23	S.P.C	0	-0,97	S.P.C	0	-0,86	
Etage 9	S.P.C	0	-13,90	S.P.C	0	2,09	S.P.C	0	-0,11	
Etage 10	S.P.C	0	-9,92	S.P.C	0	4,36	S.P.C	0	0,56	
Buanderie	S.P.C	0	-0,11	S.P.C	0	0,829	S.P.C	0	0,06	

b) Vérification des armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 :

$$A (\min) = 0,7\% \times S$$

$$A (\max) = 4\% \times S \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A (\max) = 6\% \times S \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

Avec, (S) : La section du Béton.

Tableau V-7 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003.

Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)
80x80	6400	44,80	55x55	3025	21,175
75x75	5625	39,375	50x50	2500	17,50
70x70	4900	34,30	45x45	2025	14,175
65x65	4225	29,575			
60x60	3600	25,20			

c) **Choix des armatures longitudinales :**

Remarque :

Plusieurs choix des armatures sont établis, mais le ferrailage adopté doit vérifier tous les conditions.

D'après les tableaux précédents, on constate que la section des armateurs est soit négative, soit assez faible, si pour cela, on doit ferrailer par le minimum exigé par le RPA.

Tableau V-8 : Armatures longitudinales adopté pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Armatures adopté	
			N × Ø	Ast (cm ²)
Sous-sol	80x80	44,80	12T20 + 4T16	45,74
RDC	75x75	39,375	10T20 + 6T14	40,66
Etage 1	75x75	39,375	10T20 + 6T14	40,66
Etage 2	70x70	34,30	12T16 + 4T20	36,70
Etage 3	70x70	34,30	12T16 + 4T20	36,70
Etage 4	65x65	29,575	16T16	32,17
Etage 5	65x65	29,575	16T16	32,17
Etage 6	60x60	25,20	10T16 + 6T12	26,90
Etage 7	60x60	25,20	10T16 + 6T12	26,90
Etage 8	55x55	21,175	16T14	24,63
Etage 9	50x50	17,50	14T14	21,55
Etage 10	45x45	14,175	14T14	21,55
Buanderie	45x45	8,575	10T14	15,39

V-2-2 Calcule des longueurs de recouvrement :

D'après le RPA99/version2003 :

$L_r \geq 40 \rightarrow \emptyset$ Zone I.

Tableau V-9: Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.

	RPA99/V2003	Lr (choix)
Ø (max) (mm)	Lr (mm)	Lr (mm)
Ø12	480	500
Ø14	560	600
Ø16	640	650
Ø20	800	820

V-2-3- Armatures transversales :

D'après RPA99/version2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V u}{h_1 F_e}$$

Avec:

Vu: C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

Fe : 400 MPa

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$$\rho_a = 2,50 \rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \rightarrow \text{Si } \lambda_g < 5$$

a) L'espace des armatures transversales :

- Zone nodale : $St \leq \text{Min}(10\varnothing l ; 15\text{cm}) \rightarrow \text{Zone (I)}$.

- Zone courante : $St \leq 15\varnothing l$

Avec : ($\varnothing l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

\rightarrow On adopte les espacements suivant :

Zone nodale : $St \leq \text{Min}(10 \cdot 1,2 ; 15\text{cm})$

$$St \leq 12 \text{ cm}$$

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

Zone courante : $St' \leq 15\varnothing l$

$$St' \leq 15 \cdot 1,2$$

$$St' \leq 18\text{cm}$$

On prend : $St' = 15\text{cm}$

b) Diamètres des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales est déterminé par la formule suivante :

$$\varnothing t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing l\right)$$

c) Vérification des armatures transversales selon RPA99/Version2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales $\left(\frac{At}{St \cdot b}\right)$ est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \left(\frac{At}{St \cdot b}\right) = 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow \left(\frac{At}{St \cdot b}\right) = 0,8 \%$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

On prend : $F(xa) = Ya \rightarrow F(5) = 0,3 \%$ et $F(xb) = Yb \rightarrow F(3) = 0,8 \%$

$$(x) = \frac{ya-yb}{xa-xb} * (x) + \frac{(xa*yb)-(xb*ya)}{xa-xb}$$

Remarque :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\varnothing t$ (au minimum)

Le choix de l'espace ainsi que la vérification du diamètre de ferrailage transversal, sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau V-10: La longueur de la zone nodale

Niveau	H (cm)	T (MN)	λ_g	φ_d	St (cm)	St' (cm)	$\varnothing l$ (cm)	At Cal (cm ²)	At(RPA) (cm ²)	N \times \varnothing	At (cm ²)
Sous sol	80	0,086	2,6775	3,75			16	1,01	6,400	10 \varnothing 10	7,85
RDC	75	0,106	3,3320	3,75			14	1,325	5,370	8 \varnothing 10	6,26
1	75	0,090	3,3320	3,75			14	1,125	5,370	8 \varnothing 10	6,26
2	70	0,167	3,0600	3,75			16	2,237	5,495	8 \varnothing 10	6,26

3	70	0,158	3,0600	3,75	10	15	16	2,116	5,495	8Ø10	6,26
4	65	0,144	3,2953	3,75			16	2,077	4,719	8Ø10	6,26
5	65	0,161	3,2953	3,75			16	2,322	4,719	8Ø10	6,26
6	60	0,137	3,5700	3,75			12	2,140	3,945	6Ø10	4,71
7	60	0,149	3,5700	3,75			12	2,328	3,945	6Ø10	4,71
8	55	0,128	3,8945	3,75			12	2,182	3,168	6Ø10	4,71
9	50	0,114	4,2840	3,75			12	2,137	2,395	6Ø8	3,02
10	45	0,097	4,7600	3,75			12	2,021	1,620	6Ø8	3,02
Buanderie	40	0,018	6,1200	2,50			12	0,321	1,050	6Ø8	3,02

V-2-4- Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93)

Notre structure est située à Tlemcen, On considère que les fissurations sont peu nuisibles
Donc, on vérifie seulement la contrainte du béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V-11: Sollicitations maximales fondamentales à ELS.

Sollicitations maximales fondamentales	N (max) ; M (correspondant)		M (max) ; N (correspondant)		N (min) ; M (correspondant)	
	Ns (max) (MN)	Ms (corre) (MN.m)	Ms (max) (MN.m)	Ns (corre) (MN)	Ns (min) (MN)	Ms (corre) (MN.m)
Sous-sol	-4,470	0,006	0,030	-3,241	-0,484	0,009
RDC	-3,937	0,017	0,056	-2,842	-0,204	0,020
Etage 1	-3,496	0,017	0,123	-0,172	-0,172	0,123
Etage 2	-3,169	0,027	0,070	-2,902	-1,190	0,026
Etage 3	-2,857	0,013	0,054	-2,170	-1,068	0,036
Etage 4	-2,547	0,014	0,048	-1,941	-0,949	0,032
Etage 5	-2,245	0,017	0,055	-1,712	-0,830	0,038
Etage 6	-1,945	0,016	0,048	-1,544	-0,714	0,034
Etage 7	-1,652	0,021	0,058	-1,308	-0,598	0,039
Etage 8	-1,361	0,020	0,057	-1,077	-0,486	0,037
Etage 9	-1,076	0,021	0,056	-0,851	-0,378	0,037
Etage 10	-0,795	0,021	0,053	-0,631	-0,275	0,035
Buanderie	-0,125	0,017	0,019	-0,117	-0,116	0,024

Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité du sous-sol, Avec (N (max) ; M (correspondant))

(a = b = 80 cm) ; (n = 15) ; (A1 = A2 = 22,87 cm²) ; (d = 72 cm) ;

Ns (max) = 4,470 MN

Ms (correspondant) = 0,006 MN.m

La section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et si le point (C) est à l'intérieur du noyau central de la section totale homogène.

a) Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,006}{4,470} = 0,0013 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,133 \text{ m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$e_1 = \frac{-\left[\frac{bh^3}{12} + bhe^2 + nA_2\left(-e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + nA_1\left(-e + \frac{h}{2} - d\right)^2\right]}{-bhe + nA_2\left(-e + \frac{h}{2} - d'\right) + nA_1\left(-e + \frac{h}{2} - d\right)}$$

$$e_1 = 24,23 \text{ m} \rightarrow e_1 > \frac{h}{2} + e = 0,4013 \text{ m}$$

→ L'axe neutre est en dehors de la section, donc elle est entièrement comprimée.

c) Calcul du moment statique :

$$S = (b \times h) \times (x - e) - (n \times A_2) \times (x - e - d' + h^2) + (n \times A_1) \times (x - e - d + h^2)$$

$$S = 15,72 \text{ m}^4$$

d) Calcul du moment d'inertie :

$$I_{AN} = \frac{bh^3}{12} + bh(e_1 - e)^2 + nA_2\left(e_1 - e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + nA_1\left(e_1 - e + \frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$I_{AN} = 805,41 \text{ m}^4$$

e) Calcul la section homogène :

$$B = b h + n (A_1 + A_2) = 0,71$$

f) Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{b} + \frac{M_s V_1}{I_{AN}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On va faire la même chose pour les autres combinaisons et les autres étages, les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V-12: Vérification la contrainte béton a l'état limite service pour Nmax, Mcorres.

Niveau	N (max) ; M (correspondant)		e (m)	X (m)	Section	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
	Ns (max) (MN)	Ms (corre) (MN.m)						
Sous-sol	-4,470	0,006	0,00134	43,34	S.E.C	6,31	15	CV
RDC	-3,937	0,017	0,00431	11,85	S.E.C	6,31	15	CV
Etage 1	-3,496	0,017	0,00486	10,51	S.E.C	5,61	15	CV
Etage 2	-3,169	0,027	0,00852	5,24	S.E.C	5,81	15	CV
Etage 3	-2,857	0,013	0,00455	9,81	S.E.C	5,24	15	CV
Etage 4	-2,547	0,014	0,00549	7,02	S.E.C	5,41	15	CV

Etage 5	-2,245	0,017	0,00757	5,09	S.E.C	4,77	15	CV
Etage 6	-1,945	0,016	0,00822	4,18	S.E.C	4,85	15	CV
Etage 7	-1,652	0,021	0,01271	2,67	S.E.C	4,13	15	CV
Etage 8	-1,361	0,020	0,01469	1,90	S.E.C	6,32	15	CV
Etage 9	-1,076	0,021	0,01951	1,19	S.E.C	3,89	15	CV
Etage 10	-0,795	0,021	0,02641	0,74	S.E.C	3,55	15	CV
Buanderie	-0,125	0,017	0,13600	0,22	S.P.C	2,10	15	CV

Tableau V-14: Vérification de la contrainte béton à l'état limite service pour N_{min} , M_{corres} .

		N (min) ; M (correspondant)							
Niveau	Ns (min) (MN)	Ms (corre) (MN.m)	e (m)	X (m)	Section	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		
Sous-sol	-0,484	0,009	0,01859	3,14	S.E.C	0,68	15	CV	
RDC	-0,204	0,020	0,09804	0,62	S.E.C	0,36	15	CV	
Etage 1	-0,172	0,123	0,71511	0,78	S.P.C	3,59	15	CV	
Etage 2	-1,190	0,026	0,02184	2,06	S.E.C	2,18	15	CV	
Etage 3	-1,068	0,036	0,03370	1,35	S.E.C	1,97	15	CV	
Etage 4	-0,949	0,032	0,03372	1,17	S.E.C	2,03	15	CV	
Etage 5	-0,830	0,038	0,04578	0,88	S.E.C	1,80	15	CV	
Etage 6	-0,714	0,034	0,04762	0,73	S.E.C	1,83	15	CV	
Etage 7	-0,598	0,039	0,06521	0,56	S.E.C	1,59	15	CV	
Etage 8	-0,486	0,037	0,07613	0,44	S.E.C	1,65	15	CV	
Etage 9	-0,378	0,037	0,09788	0,33	S.P.C	3,03	15	CV	
Etage 10	-0,275	0,035	0,12727	0,27	S.P.C	3,25	15	CV	
Buanderie	-0,116	0,024	0,20689	0,26	S.P.C	1,31	15	CV	

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

V-2 Les poutres :

V-3-1- Introduction :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple à partir du règlement **B.A.E.L 91**, puis on se rapportera au règlement **RPA99 V 2003** pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

On distingue dans notre structure deux types des poutres :

- **Poutres principales :** Sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux. Notre structure contient un seul type de poutre principale de dimension $(30 \times 55) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires :** Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer. Nous avons un seul type de poutre secondaire de dimension $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes donnés par le logiciel de calcul **SAP2000 v14.2.4**

V-3-2- Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : Les combinaisons fondamentales et accidentelles :

V-3-2-1- Selon (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

V-3-2-2- Selon RPA99/version 2003 :

Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$
- $G + Q \pm 1,2Ex$
- $G + Q \pm 1,2Ey$

V-3-3- Moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats de sollicitations maximales des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V-15: Sollicitations maximales dans les Poutres principales.

Niveau	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (MN)
	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	
RDC	0,03910	0,01165	0,02868	0,00854	0,14381	0,08202	0,07408
Etage 1	0,08418	0,05157	0,06150	0,03761	0,22487	0,10531	0,14367
Etage 2	0,10295	0,02220	0,07489	0,01612	0,27893	0,14220	0,19722
Etage 3	0,14450	0,04767	0,10515	0,03466	0,34300	0,16716	0,19940
Etage 4	0,14124	0,04733	0,10221	0,03442	0,34721	0,17262	0,19951
Etage 5	0,13493	0,04618	0,09817	0,03358	0,34263	0,17116	0,19977
Etage 6	0,13030	0,04553	0,09427	0,03310	0,33255	0,16696	0,19988
Etage 7	0,12415	0,04455	0,09036	0,03239	0,31572	0,15925	0,20001
Etage 8	0,11935	0,04384	0,08685	0,03188	0,29823	0,11548	0,20012
Etage 9	0,11208	0,04301	0,08156	0,03128	0,26868	0,10979	0,19968
Etage 10	0,13170	0,07647	0,09462	0,05536	0,25737	0,09011	0,19896
Buanderie	0,18099	0,07738	0,13107	0,05601	0,21652	0,06400	0,17949

Tableau V-16: Sollicitations maximales dans les Poutres secondaires.

Niveau	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (MN)
	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	
RDC	0,02180	0,00901	0,01611	0,00667	0,06967	0,02896	0,03557
Etage 1	0,02231	0,00937	0,01648	0,00694	0,08702	0,03725	0,04178

Etage 2	0,02506	0,00946	0,01849	0,00713	0,11206	0,04751	0,05063
Etage 3	0,02485	0,00952	0,01834	0,00705	0,12403	0,05265	0,05491
Etage 4	0,02491	0,00970	0,01838	0,00718	0,12996	0,05609	0,05726
Etage 5	0,02453	0,00965	0,01811	0,00714	0,13180	0,05690	0,05792
Etage 6	0,07223	0,02944	0,05253	0,02137	0,13598	0,07950	0,05544
Etage 7	0,07889	0,03230	0,05736	0,02344	0,14189	0,08337	0,05668
Etage 8	0,08443	0,03468	0,06138	0,02517	0,14597	0,08906	0,05883
Etage 9	0,08978	0,03619	0,06527	0,02627	0,14805	0,08887	0,05922
Etage 10	0,09469	0,04936	0,06882	0,03576	0,14874	0,08976	0,05903
Buanderie	0,10194	0,06006	0,07407	0,04355	0,13435	0,06270	0,05061

V-3-4- Ferrailage des poutres :

D'après les règles de RPA99/version2003, nous avons :

V-3-4-1- Armatures longitudinales :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A (\min) = (0,5\% \times \text{Section du béton})$
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A (\max) = (4\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone courante.}$

$A (\max) = (6\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$

- La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r (\min) = 40 \times \emptyset \rightarrow \text{Zone (I)}$

Avec : (\emptyset) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V-3-4-2- Calcul de ferrailage :

On calcule les armatures nécessaires dans les poutres à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion simple.

→ **Exemple de calcul :** On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale situé au plancher de l'étage 2.

Tableau V-17: Récapitulatif des moments de poutre principale d'étage 2.

Niveau	ELU		Accidentel	
	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)
Etage 2	0,10295	0,02220	0,27893	0,14220

Avec : ($b = 0,30 \text{ m}$) ; ($h = 0,50 \text{ m}$) ; ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ; ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ;
 ($f_{bc} = 0,85 * f_{c28} / \gamma_b$) ; ($\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$) ; ($d = 0,9 \times h = 0,45 \text{ m}$)

➤ **En appui :**

ELU :

($\gamma_s = 1,15$) ; ($\gamma_b = 1,5$)

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

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Cas général}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,10295}{0,3(0,9*0,50)^2 14,17}$$

$$\mu_u = 0,119 < \mu_R = 0,392$$

→ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,119)})$$

$$\alpha = 0,158$$

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

$$Z = 0,45 * (1 - 0,4 * 0,158)$$

$$Z = 0,421 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,10295}{0,421 * 347,83}$$

$$A_{st} = 7,03 \text{ cm}^2$$

ACCIDENTEL :

$$(\gamma_s = 1,00) ; (\gamma_b = 1,15)$$

$$f_{bc} = 0,85 * \frac{25}{1,5} = 14,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_R = 0,379 \rightarrow \text{Cas général}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,27893}{0,3(0,9*0,50)^2 14,25}$$

$$\mu_u = 0,248 < \mu_R = 0,379$$

→ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,248)})$$

$$\alpha = 0,362$$

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

$$Z = 0,45 * (1 - 0,4 * 0,362)$$

$$Z = 0,384 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,27893}{0,384 * 400}$$

$$A_{st} = 18,15 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

ELU :

$$(\gamma_s = 1,15) ; (\gamma_b = 1,5)$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Cas général}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,02220}{0,3(0,9*0,50)^2 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0257 < \mu_R = 0,392$$

→ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,0257)})$$

$$\alpha = 0,0325$$

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

$$Z = 0,45 * (1 - 0,4 * 0,0325)$$

$$Z = 0,391 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,02220}{0,391 * 347,83}$$

$$A_{st} = 1,63 \text{ cm}^2$$

ACCIDENTEL :

$$(\gamma_s = 1,00) ; (\gamma_b = 1,15)$$

$$f_{bc} = 0,85 * \frac{25}{1,5} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_R = 0,379 \rightarrow \text{Cas général}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,14220}{0,3(0,9*0,50)^2 18,48}$$

$$\mu_u = 0,126 < \mu_R = 0,392$$

→ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,126)})$$

$$\alpha = 0,168$$

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

$$Z = 0,45 * (1 - 0,4 * 0,168)$$

$$Z = 0,419 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,14220}{0,419 * 400}$$

$$A_{st} = 8,48 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V-18: Ferrailages des poutres principales pour chaque étage.

Niveau	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
RDC	Appui	2,32	0	7,69	
	Travée	0,68	0	4,28	0
Etage 1	Appui	5,10	0	12,49	0
	Travée	3,07	0	5,54	0
Etage 2	Appui	7,03	0	18,15	0
	Travée	1,63	0	8,48	0
Etage 3	Appui	9,07	0	20,34	
	Travée	2,84	0	9,04	0
Etage 4	Appui	8,85	0	20,64	0
	Travée	2,81	0	9,36	0
Etage 5	Appui	8,42	0	20,31	0
	Travée	2,74	0	9,27	
Etage 6	Appui	8,11	0	19,59	0
	Travée	2,70	0	9,03	0
Etage 7	Appui	7,70	0	18,42	0
	Travée	2,65	0	8,58	0
Etage 8	Appui	7,38	0	17,22	0
	Travée	2,60	0	6,10	0
Etage 9	Appui	6,90	0	15,27	0
	Travée	2,55	0	5,79	0
Etage 10	Appui	8,21	0	14,54	0
	Travée	4,72	0	4,71	0
Buanderie	Appui	11,63	0	11,98	
	Travée	4,67	0	3,31	0

Tableau V-19: Ferrailages des poutres secondaires pour chaque étage.

Niveau	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
RDC	Appui	1,57	0	4,48	0
	Travée	0,64	0	1,82	0
Etage 1	Appui	1,61	0	5,66	0
	Travée	0,67	0	2,35	0
Etage 2	Appui	1,81	0	7,41	0
	Travée	0,68	0	3,01	0
Etage 3	Appui	1,80	0	8,26	0
	Travée	0,68	0	3,35	0
Etage 4	Appui	1,80	0	8,70	0
	Travée	0,69	0	3,58	0
Etage 5	Appui	1,77	0	8,83	0
	Travée	0,69	0	3,63	0

Etage 6	Appui	5,42	0	9,14	0
	Travée	2,14	0	5,14	0
Etage 7	Appui	5,96	0	9,58	0
	Travée	2,35	0	5,41	0
Etage 8	Appui	6,41	0	9,88	0
	Travée	2,53	0	5,80	0
Etage 9	Appui	6,85	0	10,04	0
	Travée	2,64	0	5,78	0
Etage 10	Appui	7,25	0	10,09	0
	Travée	3,64	0	5,85	0
Buanderie	Appui	7,86	0	9,02	0
	Travée	4,46	0	4,01	0

1) Vérification des armatures longitudinales :

Selon le RPA99/version 2003 :

$$A (\text{min}) = 0,5\% \times S$$

$$A (\text{max}) = 4\% \times S \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A (\text{max}) = 6\% \times S \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

Avec, (S) : La section du Béton.

Tableau V-20: tableau recapulatif de section de ferrailage minimal selon RPA99/2003.

			Zone courante	Zone nodale
Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	A (max) (cm ²)	A (max) (cm ²)
Poutre principale	30*50	8,25	66	99
Poutre secondaire	30*45	6,75	54	81

2) Choix des armatures :

Niveau	Ast choisi (cm ²)	Ast appui (cm ²)	Ast travée (cm ²)	Ast appui (cm ²)	Ast travée (cm ²)
RDC	N × Ø	6T16	6T14	3T12+3T14	3T12+3T14
	Ast (cm²)	12,06	9,24	8,01	8,01
Etage 1	N × Ø	9T16	6T14	3T12+3T14	3T12+3T14
	Ast (cm²)	18,10	9,24	8,01	8,01
Etage 2	N × Ø	9T16	6T14	3T12+3T14	3T12+3T14
	Ast (cm²)	18,10	9,24	8,01	8,01
Etage 3	N × Ø	3T20+6T16	6T16	6T14	6T12
	Ast (cm²)	21,40	12,06	9,24	6,79
Etage 4	N × Ø	3T20+6T16	6T16	6T14	6T12
	Ast (cm²)	21,40	12,06	9,24	6,79
Etage 5	N × Ø	3T20+6T16	6T16	6T14	6T12
	Ast (cm²)	21,40	12,06	9,24	6,79
Etage 6	N × Ø	3T20+6T16	6T16	3T14+3T16	6T12

	Ast (cm²)	21,40	12,06	10,65	6,79
Etagé 7	N × Ø	3T20+6T16	6T16	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm²)	21,40	12,06	10,65	6,79
Etagé 8	N × Ø	9T16	6T14	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm²)	18,10	9,24	10,65	6,79
Etagé 9	N × Ø	9T16	6T14	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm²)	18,10	9,24	10,65	6,79
Etagé 10	N × Ø	9T16	6T14	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm²)	18,10	9,24	10,65	6,79
Buanderie	N × Ø	9T16	6T14	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm²)	18,10	9,24	10,65	6,79

V-3-4-2-Calcul des longueurs d'ancrage et de recouvrement :

La longueur d'ancrage : D'après le (C.B.A.93)

La longueur d'ancrage : $L \geq l_2 + \varnothing/2 + r$

Avec : r : Rayon de courbure $r = 5,5 \times \varnothing$ pour les aciers (HA).

\varnothing : Diamètre d'armature.

$$l_2 = l_s - \alpha l_1 - \beta r$$

(l_1 ; l_2) : Longueurs rectilignes.

l_s : Longueur de scellement droit.

τ_s : Contrainte d'adhérence

(ψ) : Coefficient d'ancrage

LD : Longueur développée de l'ancrage

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 135^\circ$) ; $\theta = 2,36$ rad ; $\alpha = 2,57$; $\beta = 3,92$; $l_1 = 6\varnothing$;

$f_e = 400$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa

$$l_s = f_e \times \varnothing / 4 \times \tau_s$$

$$\tau_s = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$$

$$\psi = 1,5 \text{ pour les aciers (HA).}$$

$$LD \geq l_2 + (r \times \theta) + l_1$$

Tableau V-23: La longueur calculée et choisie de l'ancrage pour chaque type d'acier.

\varnothing (mm)	l_s (mm)	l_1 (mm)	r (mm)	l_2 (mm)	L (mm) (calculé)	L _D (mm) (calculé)	L (mm) (choisis)	L _D (mm) (choisis)
Ø12	423,28	72	66	-20,48	72	100,32	200	250
Ø14	493,82	84	77	-23,90	84	117,04	200	250
Ø16	564,37	96	88	-27,31	96	133,76	200	250
Ø20	705,46	120	110	-34,14	120	167,20	200	250

La longueur de recouvrement:

D'après le (C.B.A.93) : $L_r \geq (L_s) + \varnothing \rightarrow (\varnothing > 5 \text{ mm})$

D'après les règles de RPA99/version2003 : $L_r \geq (40 \times \varnothing) \rightarrow \text{Zone (I)}$

Tableau V-24: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

	(C.B.A.93)	RPA99/V2003	L _r (choix)
\varnothing (mm)	L _r (mm)	L _r (mm)	L _r (mm)
Ø12	429,28	480	500

Ø14	500,82	560	600
Ø16	572,37	640	700
Ø20	715,46	800	850

V-3-4-3- Armatures transversales :

a) **Vérification au cisaillement** : D'après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes:

Tableau V-25: Les valeurs des contraintes tangentielles.

Niveau	Poutre principale		Poutre secondaire		$\bar{\tau}_u$
	Tu (MN)	τ_u (MPa)	Tu (MN)	τ_u (MPa)	
RDC	0,07408	0,49885	0,03557	0,29275	2,5
Etage 1	0,14367	0,96747	0,04178	0,34386	2,5
Etage 2	0,19722	1,32808	0,05063	0,41670	2,5
Etage 3	0,19940	1,34276	0,05491	0,45193	2,5
Etage 4	0,19951	1,34350	0,05726	0,47127	2,5
Etage 5	0,19977	1,34525	0,05792	0,47670	2,5
Etage 6	0,19988	1,34599	0,05544	0,45629	2,5
Etage 7	0,20001	1,34686	0,05668	0,46650	2,5
Etage 8	0,20012	1,34760	0,05883	0,48419	2,5
Etage 9	0,19968	1,34464	0,05922	0,48740	2,5
Etage 10	0,19896	1,33979	0,05903	0,48584	2,5
Buanderie	0,17949	1,20868	0,05061	0,41654	2,5

Conclusion :

La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

Choix des armatures transversales :

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

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

➤ **Poutre principale** : $\phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35}, \frac{30}{10}, 1,4 \right) \rightarrow \phi_t \leq 1,4 \text{ cm}$

➤ **Poutre secondaire** : $\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1,2 \right) \rightarrow \phi_t \leq 1,2 \text{ cm}$

On prend : ($\phi_T = 8 \text{ mm}$) ➔ Même choix pour tous les types des poutres.

$A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ ➔ (Un cadre plus un étrier pour les poutres principales).

$A_t = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2$ ➔ (Un cadre pour les poutres secondaires).

c) Calcul des espacements des cadres :**D'après le (C.B.A.93) :**

$$St = \min [(1) ; (2)]$$

$$St(1) \leq \frac{0,9*At*fe}{b*\gamma_s*(\tau_u - 0,3*k*ft')} \rightarrow (1)$$

$$St(2) \leq \min (0,9d ; 40\text{cm} ; \frac{At*fe}{0,4*b}) \rightarrow (2)$$

➤ **D'après les règles de RPA99/version2003 :**

Zone nodale → $St \leq \min (h/4 ; 12 \varnothing l (\text{min}) ; 30 \text{ cm})$

$$\rightarrow L (\text{zone nodal}) = (2 \times h) + St_0$$

$St_0 = 5 \text{ cm}$ (Selon RPA99/V2003).

Zone courante → $St \leq (h/2)$

Avec : ($k = 1$ Pour fissuration préjudiciable) ; (τ : contrainte tangentielle).

$ft' = \min (28 ; 3,3\text{MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$; ($\gamma_s = 1,15$).

Poutre principales :

$$At = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

$$h = 55 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u = 1,34599 \text{ MPa}$$

Poutre secondaires :

$$At = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$Fe = 235 \text{ MPa}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u = 0,29275\text{MPa}$$

Tableau V-26: Espacements calculés et adoptés des armatures transversales.

Types	(C.B.A.93)	(RPA99/V2003)			(Adopté)		
		Zone nodale		Zone courante	Zone nodale		Zone courante
		St (min) (cm)	L (cm)	St (cm)	St (cm)	L (cm)	St (cm)
P. principale	29,29	115	13,75	27,5	120	10	15
P. secondaire	19,77	95	11,25	22,5	100	10	15

D'après le RPA99/version 2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t(\text{min}) = 0,003 \times S_t \times b$$

➤ **Poutre principale :**

$$A_t(\text{min}) = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < A_t(\text{adopté}) = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$A_t(\text{min}) = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < A_t(\text{adopté}) = 1,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

Tableau V-27: Armatures transversales et espacements adoptés.

	Armatures transversales	Espacements		
		Zone Nodale		Zone Courante
Types	At (cm ²)	L (cm)	St (cm)	St (cm)
P. principale	4T8 = 2,01	120	10	15
P. secondaire	2T8 = 1,01	100	10	15

V-3-4-4- Vérification à l'état limite de service (ELS) :

D'après le (C.B.A.93)

Puisque notre structure est loin de la mer 'Tlemcen'. Donc, on vérifie seulement les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Exemple de calcul : On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale situé au plancher de l'étage 2.

Avec :

$$M_s(\text{appui}) = 0,07489 \text{ MN.m} ; b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ;$$

$$f_{bc} = 0,85 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; (\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}) ; (d = 0,9 \times h = 0,45 \text{ m}) ; n = 15 \text{ (coefficient d'équivalence)} ; (A_{sc} = 0) ; (A_{st} = 9T16 = 18,10 \text{ cm}^2)$$

Position de l'axe neutre :

$$A_{sc} = 0 ; A_{st}(\text{appui}) = 9T16 = 18,10 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{30}{2} x^2 - 15 \times 18,10 \times (49,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 938,11 \text{ cm}$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 22,22 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = 30 \frac{(22,22)^3}{3} + 15 \times 18,10 \times (49,5 - 22,22)^2$$

$$\rightarrow I = 311\,756 \text{ cm}^4 = 31,1756 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I}$$

$$= \frac{0,07489 \times 22,22}{31,1756 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 5,34 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 5,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau V-28 : Contraintes dans le béton et dans les aciers pour chaque type des poutres.

Niveau	Position	Poutre Principale		Poutre secondaire		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
		σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)		
RDC	Appui	2,32	55,15	2,08	56,36	15	201,63
	Travée	0,75	21,13	0,86	23,34	15	201,63
Etage 1	Appui	4,38	80,72	2,13	57,66	15	201,63
	Travée	3,32	93,04	0,90	24,28	15	201,63
Etage 2	Appui	5,34	98,30	2,39	64,69	15	201,63
	Travée	1,42	39,88	0,92	24,94	15	201,63
Etage 3	Appui	7,14	117,98	2,26	56,05	15	201,63
	Travée	2,80	66,65	0,97	28,85	15	201,63
Etage 4	Appui	6,98	116,52	2,27	56,17	15	201,63
	Travée	2,78	66,19	0,98	29,38	15	201,63
Etage 5	Appui	6,67	110,15	2,23	55,35	15	201,63
	Travée	2,71	64,57	0,98	29,22	15	201,63
Etage 6	Appui	6,40	105,77	6,19	140,41	15	201,63
	Travée	2,67	63,65	2,93	87,45	15	201,63
Etage 7	Appui	6,14	101,39	6,76	153,32	15	201,63
	Travée	2,62	62,28	3,21	95,92	15	201,63
Etage 8	Appui	6,19	113,99	7,23	164,07	15	201,63
	Travée	2,81	78,87	3,45	103,00	15	201,63
Etage 9	Appui	5,81	107,05	7,69	174,46	15	201,63
	Travée	2,76	77,38	3,60	107,50	15	201,63
Etage 10	Appui	6,74	124,19	8,10	183,95	15	201,63
	Travée	4,89	136,96	4,90	146,34	15	201,63
Buanderie	Appui	9,34	172,03	8,72	197,99	15	201,63
	Travée	4,95	138,56	5,96	178,22	15	201,63

Conclusion :

Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

V-3-4-5- Justification des poutres aux niveaux des appuis :

D'après (C.B.A.93) :

a) Appui intermédiaire :

Si $|Mu| < 0,9 \times d \times Vu \rightarrow$ On doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$Vu + \frac{Mu}{0,9d}$$

Si $|Mu| > 0,9 \times d \times Vu \rightarrow$ Il y a aucun risque de glissement.

Avec : (Mu) : Moment fléchissant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

(Vu) : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

(0,9 × d) : Bras de levier.

Tableau V-29 : Justification des poutres aux niveaux d'appui intermédiaire.

Niveau	Poutre Principale		Poutre secondaire	
	Mu (appui) (MN.m)	0,9×d×Vu (MN.m)	Mu (appui) (MN.m)	0,9×d×Vu (MN.m)
RDC	0,03910	0,03300	0,02180	0,01296
Etage 1	0,08418	0,06400	0,02231	0,01522
Etage 2	0,10295	0,08786	0,02506	0,01845
Etage 3	0,14450	0,08883	0,02485	0,02001
Etage 4	0,14124	0,08888	0,02491	0,02087
Etage 5	0,13493	0,08899	0,02453	0,02111
Etage 6	0,13030	0,08904	0,07223	0,02020
Etage 7	0,12415	0,08910	0,07889	0,02065
Etage 8	0,11935	0,08915	0,08443	0,02144
Etage 9	0,11208	0,08895	0,08978	0,02158
Etage 10	0,13170	0,08863	0,09469	0,02151
Buanderie	0,18099	0,07996	0,10194	0,01844

Conclusion :

Il y a aucun risque de glissement en appui intermédiaire.

b) Appui de rive :

Si $As(Vu) = \frac{Tu \times \gamma_s}{f_e} > Ast$ (appui de rive) \rightarrow On doit prolonger au-delà du bord de l'appui de rive (coté travée) et y ancrer une section d'armatures $As(Vu)$ longitudinales inférieur suffisante pour équilibrer l'effort tranchant (Vu)

Si $As(Tu) = \frac{Tu \times \gamma_s}{f_e} < Ast$ (appui de rive) \rightarrow La section des armatures (Ast (appui de rive)) est suffisante.

Avec : (Vu) : Effort tranchant en appui vis-à-vis l'état ultime.

Ast (appui de rive) : Armatures choisies dans les appuis de rives.

$As(Vu)$: Armatures nécessaires pour équilibrer l'effort tranchant (Vu).

($f_c = 400 \text{ MPa}$) ; ($\gamma_s = 1,15$).

Tableau V-30 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

Niveau	Poutre Principale		Poutre secondaire	
	As(Vu) (cm ²)	Ast (a. rive) (cm ²)	As(Vu) (cm ²)	Ast (a. rive) (cm ²)
RDC	2,13	12,06	1,02	8,01
Etage 1	4,13	18,10	1,20	8,01
Etage 2	5,67	18,10	1,45	8,01
Etage 3	5,73	21,40	1,57	9,24
Etage 4	5,73	21,40	1,64	9,24
Etage 5	5,74	21,40	1,66	9,24
Etage 6	5,74	21,40	1,59	10,65
Etage 7	5,750	21,40	1,63	10,65
Etage 8	5,75	18,10	1,69	10,65
Etage 9	5,74	18,10	1,70	10,65
Etage 10	5,72	18,10	1,69	10,65
Buanderie	5,16	18,10	1,45	10,65

Conclusion :

La quantité des armatures choisies et placée au niveau des appuis de rive est suffisante. Il n'est pas nécessaire de prolonger une autre section des armatures longitudinales.

V-3-4-6- Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) :

D'après les règles de RPA99/version2003, Il convient de vérifier pour les portiques participants au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultime des extrémités des poteaux est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25 :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|) \rightarrow \text{Sens (X)}$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 \times (|M'_w| + |M'_e|) \rightarrow \text{Sens (Y)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

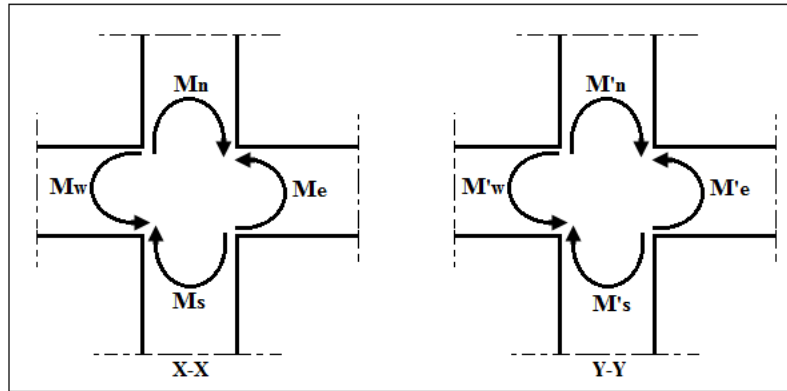


Figure V-2 : Zone nodale (poteau-poutre).

a) Moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant d'une section de béton dépend essentiellement aux dimensions de la section du béton, la quantité d'armatures longitudinale et la contrainte limite élastique des aciers.

On prend : $MR(\text{poteaux}) = \Sigma (|M_n| + |M_s|)$

$(M_s ; M_n) = A_s \times Z \times \sigma_{st}$

Avec :

A_s : La section d'armature adopté sans prendre en compte les barres de recouvrement.

Z : Bras de levier de la section du béton $\rightarrow Z = 0,9 \times h$

σ_{st} : Contrainte limite des aciers $\rightarrow \sigma_{st} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-31 : Les valeurs des moments résistants des poteaux.

Moment résistant (M_s) et (M_n)				
Niveau	A_s (cm ²)	d (m)	$M_s = M_n$ (MN.m)	MR(Poteau) (MN.m)
Sous-sol	45,74	0,720	1,14548	2,29097
RDC	40,66	0,675	0,95462	1,90925
Etage 1	40,66	0,675	0,95462	1,90925
Etage 2	36,70	0,630	0,80420	1,60841
Etage 3	36,70	0,630	0,80420	1,60841
Etage 4	32,17	0,585	0,65458	1,30917
Etage 5	32,17	0,585	0,65458	1,30917
Etage 6	26,90	0,540	0,50525	1,01050
Etage 7	26,90	0,540	0,50525	1,01050
Etage 8	24,63	0,495	0,42406	0,84812
Etage 9	21,55	0,450	0,33730	0,67460
Etage 10	21,55	0,405	0,30357	0,60714
Buanderie	15,39	0,315	0,16862	0,33724

b) Moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux, On prend le cas le plus défavorable entre les poutres c-à-d., on prend les poutres principales

$$MR(\text{poutre}) = 1,25 \times \Sigma (|Me| + |Mw|) \text{ et } |Mw| = |Me|$$

Tableau V-32 : Les moments résistants dans les poutres.

Moment résistant (Me) et (Mw)						
<i>Niveau</i>	As (cm²)	d (m)	Me = Mw (MN.m)	MR(Poutre) (MN.m)	MR(Poteau) (MN.m)	MR(Poutre) < MR(Poteau)
RDC	12,06	0,495	0,20764	0,51910	2,29097	CV
Etage 1	18,10	0,495	0,31163	0,77908	1,90925	CV
Etage 2	18,10	0,495	0,31163	0,77908	1,90925	CV
Etage 3	21,40	0,495	0,36845	0,92113	1,60841	CV
Etage 4	21,40	0,495	0,36845	0,92113	1,60841	CV
Etage 5	21,40	0,495	0,36845	0,92113	1,30917	CV
Etage 6	21,40	0,495	0,36845	0,92113	1,30917	CV
Etage 7	21,40	0,495	0,36845	0,92113	1,01050	CV
Etage 8	18,10	0,495	0,31163	0,77908	1,01050	CV
Etage 9	18,10	0,495	0,31163	0,77908	0,84812	CV
Etage 10	18,10	0,495	0,31163	0,77908	0,67460	CNV
Buanderie	18,10	0,495	0,31163	0,77908	0,33724	CNV

Conclusion :

Les moments résistants dans les poteaux dans les derniers niveaux sont inférieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux directions.

Donc les formations des rotules plastiques se fera aux niveaux des poteaux et non pas dans les poutres dans les derniers niveaux.

Donc, on va augmenter la section d'acier ainsi que le coffrage des poteaux des derniers étages, les nouvelles sections sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V-33: Vérification des noeuds (Poteaux-Poutres) après l'augmentation des sections.

Niveau	Section (cm ²)	N × Ø	As (cm ²)	Ms = Mn (MN.m)	MR(Poutre) (MN.m) '1'	MR(Poteau) (MN.m) ² '2'	'1' < '2'
Sous-sol	80x80	12T20 + 4T16	45,74	1,14548	0,51910	2,29097	CV
RDC	75x75	10T20 + 6T14	40,66	0,95462	0,77908	1,90925	CV
Etage 1	75x75	10T20 + 6T14	40,66	0,95462	0,77908	1,90925	CV
Etage 2	70x70	12T16 + 4T20	36,70	0,80420	0,92113	1,60841	CV
Etage 3	70x70	12T16 + 4T20	36,70	0,80420	0,92113	1,60841	CV
Etage 4	65x65	16T16	32,17	0,65458	0,92113	1,30917	CV
Etage 5	65x65	16T16	32,17	0,65458	0,92113	1,30917	CV
Etage 6	60x60	10T16 + 6T12	26,90	0,50525	0,92113	1,01050	CV
Etage 7	60x60	10T16 + 6T12	26,90	0,50525	0,77908	1,01050	CV
Etage 8	55x55	16T14	24,63	0,42406	0,77908	0,84812	CV
Etage 9	55x55	16T14	24,63	0,33730	0,77908	0,84812	CV
Etage 10	55x55	16T14	24,63	0,30357	0,77908	0,84812	CV
Buanderie	55x55	16T14	24,63	0,16862	0,77908	0,84812	CV

V-3-4-7- Vérification de la flèche : D'après (C.B.A.93)

Il faut satisfaire la condition suivante : $f_i \leq f$ admissible

Avec : f admissible = $\frac{L}{1000} + 0,5$ Si la portée (L) est ou plus égale à 5 m.

f_i : Flèche sous chargement instantané → $f_i = \frac{(Ms \times L^2)}{(10 \times Ei \times If_i)}$

f_v : Flèche sous chargement de longue durée → $f_v = \frac{(Ms \times L^2)}{(10 \times Ei \times If_v)}$

Avec : $If_i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$

et $If_v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$

$\lambda_i = \frac{(0,05 \times ft_{28})}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$

et $\lambda_v = \frac{(0,02 \times ft_{28})}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$

$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + n \times Ast \times (\frac{h}{2} - d')^2$; $\varphi = \frac{Ast}{b_0 \times d}$; $\mu = 1 - \frac{(1,75 \times ft_{28})}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + ft_{28}}$

$f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ; $n = 15$

$E_{i28} = 32164,2$ MPa et $E_{v28} = 10818,9$ MPa et $\sigma_{st} = 347,83$ MPa

Tableau V-34: Vérification la condition de flèche.

Niveau	Poutre Principale			Poutre secondaire		
	f_i (cm)	f_v (cm)	\bar{f} (cm)	f_i (cm)	f_v (cm)	\bar{f} (cm)
RDC	0,05642	0,10115	1,131	0,09173	0,15928	1,09
Etage 1	0,18789	0,36137	1,131	0,09544	0,16573	1,09
Etage 2	0,08053	0,15488	1,131	0,09805	0,17026	1,09
Etage 3	0,15323	0,30400	1,131	0,10668	0,18112	1,09
Etage 4	0,15217	0,30190	1,131	0,10865	0,18446	1,09
Etage 5	0,14845	0,29453	1,131	0,10804	0,18344	1,09
Etage 6	0,14633	0,29032	1,131	0,32337	0,54903	1,09
Etage 7	0,14319	0,28409	1,131	0,35470	0,60221	1,09
Etage 8	0,15926	0,30631	1,131	0,38088	0,64666	1,09
Etage 9	0,15626	0,30055	1,131	0,39752	0,67492	1,09
Etage 10	0,27656	0,53192	1,131	0,54113	0,91874	1,09
Buanderie	0,27981	0,53817	1,131	0,65901	1,08888	1,09

Conclusion : Les valeurs de la flèche sont vérifiées.

V-3-4-8- Règles concernant les arrêts des armatures :

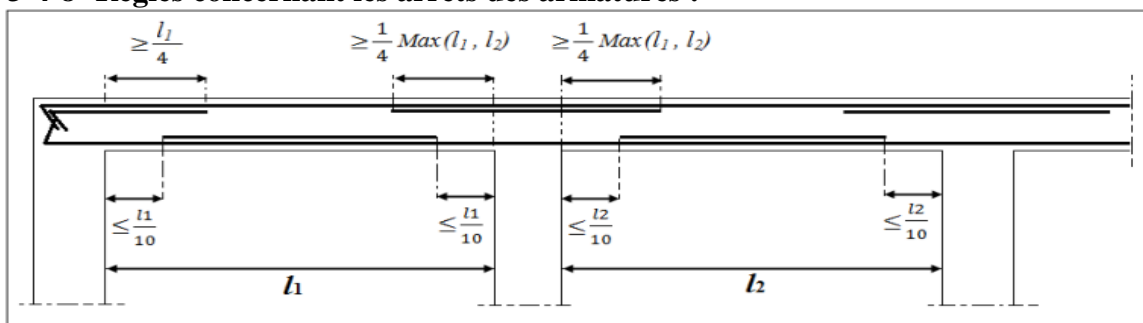


Figure V-3 : Les arrêts des chapeaux et armatures inférieurs.

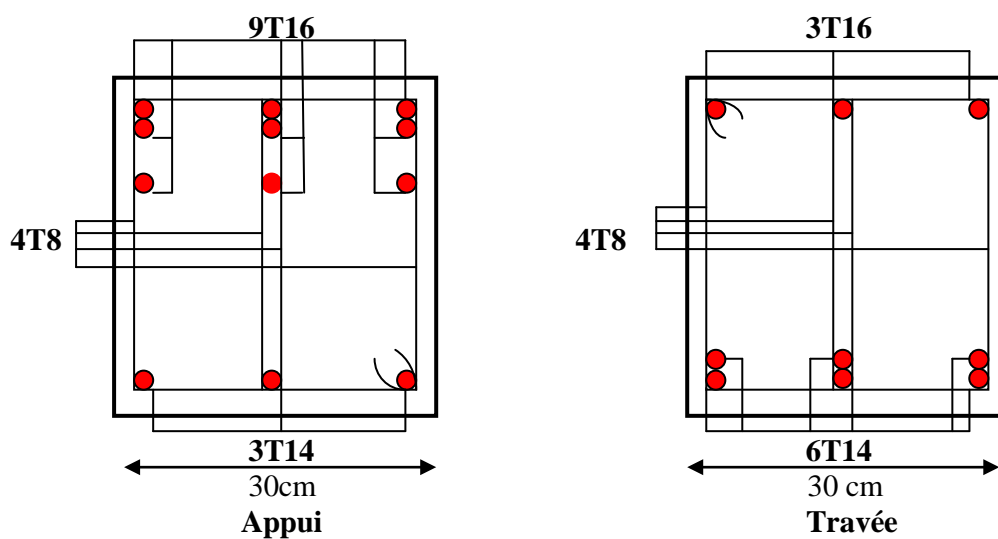


Figure IV-4 : Schéma de ferrailage de poutre principale étage 1

V-4- Etude des voiles

V-4-1- Introduction

Le RPA99/Version 2003 exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone I (faible sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan, Les voiles présentent deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui nécessite une disposition des armatures dans les deux directions. Les voiles sont sollicités en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces dernières données par logicielle de calcul (**SAP2000 v14**), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : **RPA99/version 2003** et du (**C.B.A.93**)

V-4-2- Combinaisons des charges

V-4-2-1- Selon (C.B.A.93)

Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

V-4-2-2- Selon RPA99/version 2003

Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

V-4-3- Disposition des voiles :

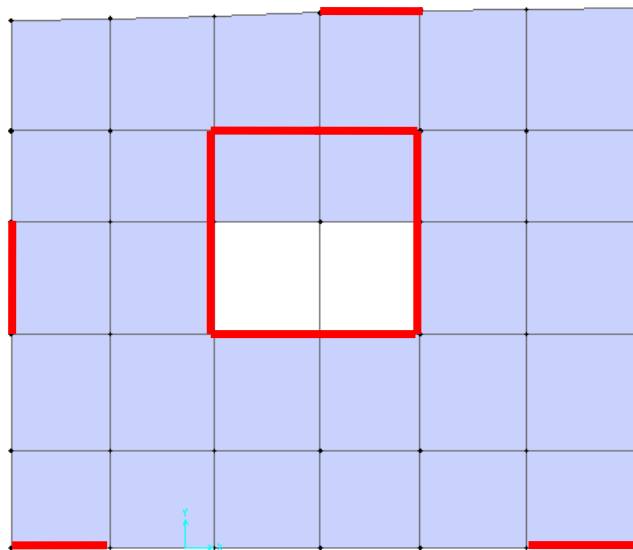


Figure V-5 : Disposition des voiles

V-4-3-1- Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V-35: Epaisseur du voile.

Voiles	Epaisseur (cm)	
	Noyau	périphérique
Sous-sol, RDC, 1 ^{er} étage	30 cm	20 cm
Les autres étages	25 cm	20 cm

V-4-3-2- Vérification des contraintes tangentielles :

Le calcul se fait en flexion composée.

D'après le RPA99 version 2003, Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 * 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 * d}$$

Avec :

\bar{v} : L'effort tranchant est égal à $1.4v_u$.

b_0 : L'épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile, il est égale à $0,9h$.

h : la hauteur totale de la section brute.

La vérification de la contrainte tangentielle est illustrée sur le tableau suivant :

Tableau V-36: Vérification de la contrainte tangentielle.

Niveau	Voile du noyau			Voile périphérique			$\bar{\tau}_b$	Observation
	Ep	Vmax (MN)	τ_b	Ep	Vmax (MN)	τ_b		
Sous-sol	30	0.63740	1.16	20	0.30451	0.83	5	CV
RDC	30	0.94776	1.46	20	0.45675	1.05	5	CV
1 ^{er} étage	30	0.65656	1.03	20	0.20592	0.48	5	CV
2 ^{ème} étage	25	0.29443	0.65	20	0.51039	1.41	5	CV
3 ^{ème} étage	25	0.14556	0.32	20	0.09688	0.27	5	CV
4 ^{ème} étage	25	0.14711	0.33	20	0.05269	0.15	5	CV
5 ^{ème} étage	25	0.14168	0.31	20	0.04566	0.13	5	CV
6 ^{ème} étage	25	0.17356	0.38	20	0.06363	0.18	5	CV

7ème étage	25	0.19924	0.44	20	0.09095	0.25	5	CV
8ème étage	25	0.20784	0.46	20	0.16333	0.45	5	CV
9ème étage	25	0.21155	0.47	20	0.12152	0.34	5	CV
10ème étage	25	0.21307	0.47	20	0.12936	0.36	5	CV
buanderie	25	0.18520	0.41	20	/	/	5	CV

V-4-3-3 Détermination des sollicitations :

On regroupe les sollicitations obtenues par le logiciel (SAP2000) :

Tableau V-37: Les sollicitations de voile 1.

Voile 1	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	$N_{max}(KN)$	$M_{cor}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{cor}(KN)$	$N_{min}(KN)$	$M_{cor}(KN.m)$
Sous-sol	-14954.07	-9513.91	-9513.91	-14954.07	-1868.26	8487.79
RDC + 1er étage	-2315.13	-4842.68	-4842.68	-2315.13	153.39	2027.83
Etage (2, 3)	-2136.9	-4547.77	-4547.77	-2136.9	143.26	1654.65
Etage (4, 5)	-7890.86	-8890.36	-8890.36	-7890.86	-1073.89	1084.21
Etage (6, 7, 8)	-5795.72	-6344.75	-6344.75	-5795.72	-1092.47	431.41
Etage (9, 10)	-3239.34	-3406.30	-3406.30	-3239.34	-870.23	-102.41
buanderie	-1012.91	-1124.85	-1124.85	-1012.91	-272.79	41.49

Tableau IV-38: Les sollicitations de voile 2.

Voile 2	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	$N_{max}(KN)$	$M_{cor}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{cor}(KN)$	$N_{min}(KN)$	$M_{cor}(KN.m)$
Sous-sol	-9850.23	4229.89	-7385.79	-2470.99	-1252.05	-5960.59
RDC + 1er étage	-8409.01	1542.97	-9108.44	-2447.84	-146.55	-1867.18
Etage (2, 3)	-7716.11	2090.70	-8001.87	-1310.99	-291.01	-936.80
Etage (4, 5)	-8138.81	1447.97	-8314.17	-3298.05	-2040.92	-6512.43
Etage (6, 7, 8)	-6205.97	-3615.74	-6502.11	-2922.23	-1870.92	-5097.18
Etage (9, 10)	-3759.84	-2173.49	-3880.31	-2010.23	-1332.58	-3042.85
buanderie	-1320.89	-762.66	-1824.41	-815.35	-456.84	-1351.51

Tableau V-39: Les sollicitations de voile 3.

Voile 3	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{\max} (KN. m)	N_{cor} (KN)	N_{\min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
Sous-sol	-16781.90	8799.03	-8799.03	-16781.90	-828.34	-7265.46
RDC + 1er étage	-13280.61	8592.85	-9416.39	-2595.82	-1102.56	-7819
Etage (2, 3)	-1578.38	106.09	-1716.11	-1329.15	-434.55	-1068.90
Etage (4, 5)	-670.24	209.9	697.75	-617.84	-234.39	-352.07
Etage (6, 7, 8)	-4878.36	281.29	1091.14	-3663.15	-1721.5	-11.44
Etage (9, 10)	-2881.47	192.77	522.19	-2246.90	-1354.16	-239.49
buanderie	/	/	/	/	/	/

Tableau V-40: Les sollicitations de voile 4.

Voile 4	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{\max} (KN. m)	N_{cor} (KN)	N_{\min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
Sous-sol	-17608.66	-13226.95	14004.23	-13684.32	-1689.29	11552.42
RDC + 1er étage	-13371.78	-12256.58	-14752.65	-3245.78	-1750.99	12033.15
Etage (2, 3)	-2564.04	-3587.05	-3587.05	-2564.04	-708.64	2254.79
Etage (4, 5)	-1086.15	-1981.07	-1981.07	-1086.15	-233.88	1168.72
Etage (6, 7, 8)	-5266.51	-5997.67	-5997.67	-5266.51	-1344.49	-481.04
Etage (9, 10)	-3185.48	-3204.84	-3204.84	-3185.48	-1066.39	-1046.09
buanderie	-1232.98	-1351.92	-1351.92	-1232.98	-458.04	-411.22

Tableau V-41: Les sollicitations de voile 5.

Voile 5	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{\max} (KN. m)	N_{cor} (KN)	N_{\min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
Sous-sol	-6906.77	-97.55	-11784.20	-5005.74	-3261.69	-5763.29
RDC + 1er étage	-5934.49	8.79	-7111.85	-4304.17	-2819.86	-3267.36
Etage (2, 3)	-4978.67	-24.25	5697.38	-3666.86	-2352.92	-2422.51
Etage (4, 5)	-4108.46	203.66	2669.55	-3037.71	-1938.48	-626.45
Etage (6, 7,	-3217.74	95.80	590.99	-2389.23	-1519.07	278.54

8)						
Etage (9, 10)	-1845.83	46.67	1126.52	-1316.83	-876.74	926.03
buanderie	/	/	/	/	/	/

Tableau V-42: Les sollicitations de voile 6.

Voile 6	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{\max} (KN. m)	N_{cor} (KN)	N_{\min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
Sous-sol	-5905.59	38.09	8145.72	-4268.96	-2445.30	-3975.98
RDC + 1er étage	-5062.95	-305.77	-4829.01	-3750.15	-2108.19	-2243.50
Etage (2, 3)	-4245.49	-96.67	-3948.04	-3149.07	-1762.29	-1731.83
Etage (4, 5)	-3507.96	93.88	1742.37	-2517.37	-1482.41	-447.27
Etage (6, 7, 8)	-2751.53	18.99	380.37	-1964.78	-1192.65	140.78
Etage (9, 10)	-1586.56	-12.27	-710.11	-1275.38	-723.34	573.82
buanderie	/	/	/	/	/	/

Tableau V-43: Les sollicitations de voile 7.

Voile 7	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{\max} (KN. m)	N_{cor} (KN)	N_{\min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
Sous-sol	-8734.14	602.12	5073.98	-6941.54	-3745.14	-3100.14
RDC + 1er étage	-7565.01	53.34	2164.13	-6052.42	-3250.54	-1744.13
Etage (2, 3)	-6400.57	10.71	2731.82	-5139.99	-2726.98	-2256.81
Etage (4, 5)	-5247.54	-198.42	638.15	-3934.89	-2230.32	-643.74
Etage (6, 7, 8)	-4091.69	-36.60	-673.57	-2887.19	-1740.30	162.64
Etage (9, 10)	-2347.34	-0.51	772.77	-1880.79	-1005.03	649.48
buanderie	/	/	/	/	/	/

Tableau V-44: Les sollicitations de voile 8.

Voile 8	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{\max} (KN. m)	N_{cor} (KN)	N_{\min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
Sous-sol	-9835.05	-446.59	-7672.23	-6548.06	-4235.49	-6367.92
RDC + 1er étage	-8810.95	460.96	5109.16	-6949.62	-3801.56	-3815.83
Etage (2, 3)	-6671.06	3079.33	5231.71	-5533.64	-2632.08	-1012.68
Etage (4, 5)	-6182.39	-55.01	-1446.3	-4142.07	-2677.51	-1221.52

Etage (6, 7, 8)	-4829.58	343.99	1342.97	-3613.02	-2113.59	281.38
Etage (9, 10)	-2769.12	374.77	1477.16	-1898.67	-1240.48	1183.73
buanderie	/	/	/	/	/	/

Tableau V-45: Les sollicitations de voile 9.

Voile 9	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{\max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{\min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
Sous-sol	-8543.39	645.42	12715.96	-5942.86	-3947.86	10513.20
RDC + 1er étage	-821.07	318.56	1746.52	-600.36	-375.56	-502.61
Etage (2, 3)	-2605.15	799.85	3734	-1806.56	-1200.68	3019.57
Etage (4, 5)	-914.55	-174.52	-1123.91	-735.63	-390.88	734.41
Etage (6, 7, 8)	-3945.57	1962.23	1962.23	-3945.57	-1832.92	1154.96
Etage (9, 10)	-2343.10	1261.96	2242.41	-1742.08	-1097.86	1210.71
buanderie	/	/	/	/	/	/

- Prescriptions pour calcul les voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA99V2003** :

a) Pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé, de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile, doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces, entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochet 135° ayant une longueur de 10Ø.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets, si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) règles communes

- Pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.

- En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 $S \leq 1.5a$
 $S \geq 30 \text{ cm}$
 Où a : c'est l'épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about), ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales à :
 - 40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V-3-3-4- détermination du ferrailage des voiles :

a) calcul de l'espacement :

D'après le RPA, l'espacement entre les armatures horizontales et verticales doit être inférieur à : $S \leq \min(1,5 a ; 30\text{cm})$

➤ Type 01 (30cm) :

$$S \leq \min(1,5 * 30 ; 30\text{cm}) \rightarrow S \leq \min(45 ; 30\text{cm}) \rightarrow S \leq 30\text{cm}$$

On adopte : 20cm

➤ Type 02 (25cm) :

$$S \leq \min(1,5 * 25 ; 30\text{cm}) \rightarrow S \leq \min(37,5 ; 30\text{cm}) \rightarrow S \leq 30\text{cm}$$

On adopte : 20cm

➤ Type 03(20cm) :

$$S \leq \min(1,5 * 20 ; 30\text{cm}) \rightarrow S \leq \min(30 ; 30\text{cm}) \rightarrow S \leq 30\text{cm}$$

On adopte : 20cm

Remarque : A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement S_a sera :

➤ Type 01 (30cm) :

$$S_{a1} = \frac{S}{2} = \frac{20}{2} \rightarrow S_{a1} = 10 \text{ cm}$$

Donc on adopte un espacement $S_{a1} = 10 \text{ cm}$

➤ Type 02 (25cm) :

$$S_{a2} = \frac{S}{2} = \frac{20}{2} \rightarrow S_{a2} = 10 \text{ cm}$$

Donc on adopte un espacement $S_{a2} = 10 \text{ cm}$

➤ Type 03 (20cm) :

$$S_{a3} = \frac{S}{2} = \frac{20}{2} \rightarrow S_{a3} = 10 \text{ cm}$$

Donc on adopte un espacement $S_{a3} = 10 \text{ cm}$

b) Diamètre maximal des armatures :

D'après le RPA, il faut que le diamètre $D \leq \frac{a}{10}$ (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile.

➤ **Type 01 (30cm) :**

$$D \leq \frac{30}{10} \rightarrow D \leq 3\text{cm}$$

➤ **Type 02 (25cm) :**

$$D \leq \frac{25}{10} \rightarrow D \leq 2,5\text{cm}$$

➤ **Type 03 (20cm) :**

$$D \leq \frac{25}{10} \rightarrow D \leq 2\text{cm}$$

c) Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera calculé en flexion composé. On va faire deux exemple, le premier voile (7) pour le sous-sol, et le deuxième voile (1) pour le 09ème + 10ème étage. En revanche, les autres niveaux seront regroupés dans un tableau. Pour déterminer ce ferrailage, on va utiliser la méthode de **NAVIER-BERNOULLI** :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M * V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M * V}{I}$$

Avec :

N : effort normal.

M : moment fléchissant.

A : section transversale du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

❖ **Voile (7) pour le sous-sol :**

(a = 0.20 m) ; (Fe = 400 MPa) ; ($\gamma_s = 1$) ; (L=5.1 m)

$$I = \frac{a * L^3}{12} \rightarrow I = \frac{0,2 * (5,1)^3}{12} = 2,21 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} \rightarrow V = \frac{5,1}{2} = 2,55\text{m}$$

$$A = a * L \rightarrow A = 0,2 * 5,1 = 1,02 \text{ m}^2$$

• **Calcul sous N_{max} et M_{cor} :**

$$N_{max} = -8734,14 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = 602,12 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{8734,14}{1,02} + \frac{602,12 * 2,55}{2,21} = 9257,64 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{8734,14}{1,02} - \frac{602,12 * 2,55}{2,21} = 7868,12 \text{ KN/m}^2 > 0$$

• **Calcul sous M_{max} et N_{cor} :**

$$M_{max} = 5073,98 \text{ KN}$$

$$N_{cor} = -6941,53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{6491,53}{1,02} + \frac{5073,98 * 2,55}{2,21} = 12660,01 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{6491,53}{1,02} - \frac{5073,98 * 2,55}{2,21} = 950,82 \text{ KN/m}^2 > 0$$

• **Calcul sous N_{min} et M_{cor} :**

$$N_{min} = -3745,45 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = -3100,14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{8734,14}{1,02} + \frac{602,12 \cdot 2,55}{2,21} = 9257,64 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{8734,14}{1,02} - \frac{602,12 \cdot 2,55}{2,21} = 7868,12 \text{ KN/m}^2 > 0$$

Puisque σ_1 et σ_2 sont positifs, alors la section est entièrement comprimée (S.E.C).

$$A_{min} = 0,0015 \cdot a \cdot L = 0,0015 \cdot 0,2 \cdot 5,1 \rightarrow A_{min} = 0,001530 \text{ m}^2 = 15,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ choisie}} = 15T12 = 16,67 \text{ cm}^2$$

❖ **Voile (1) pour le 9ème + 10ème étage :**

(a = 0.25 m) ; (Fe = 400 MPa) ; ($\gamma_s = 1$) ; (L = 5.5 m)

$$I = \frac{a \cdot L^3}{12} \rightarrow I = \frac{0,25 \cdot (5,5)^3}{12} = 3,47 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} \rightarrow V = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m}$$

$$A = a \cdot L \rightarrow A = 0,25 \cdot 5,5 = 1,38 \text{ m}$$

• **Calcul sous N_{max} et M_{cor} :**

$$N_{max} = -3239,34 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = -3406,30 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{3239,34}{1,38} + \frac{3406,30 \cdot 2,75}{3,47} = 5046,86 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{3239,34}{1,38} - \frac{3406,30 \cdot 2,75}{3,47} = -352,17 \text{ KN/m}^2 < 0$$

Puisque σ_1 est positif et σ_2 est négatif, alors la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue :

$$\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} + 1\right)} = \frac{5,5}{\left(\frac{-352,17}{5046,86} + 1\right)} = 5,14 \text{ m}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{(\sigma_b \cdot \mu \cdot a)}{2} = \frac{(352,17 \cdot 5,14 \cdot 0,25)}{2} = 226,28 \text{ KN}$$

$$A_{v \text{ calculé}} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{226,28}{400 \cdot 10^3} = 0,000565 \text{ m}^2 = 5,65 \text{ cm}^2$$

• **Calcul sous M_{max} et N_{cor} :**

$$M_{max} = -3406,30 \text{ KN}$$

$$N_{cor} = -3239,34 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{3239,34}{1,38} + \frac{3406,30 \cdot 2,75}{3,47} = 5046,86 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{3239,34}{1,38} - \frac{3406,30 \cdot 2,75}{3,47} = -352,17 \text{ KN/m}^2 < 0$$

Puisque σ_1 est positif et σ_2 est négatif, alors la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue :

$$\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} + 1\right)} = \frac{5,5}{\left(\frac{352,17}{5046,86} + 1\right)} = 5,14\text{m}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{(\sigma_b * \mu * a)}{2} = \frac{(352,17 * 5,14 * 0,25)}{2} = 226,28 \text{ KN}$$

$$A_v \text{ calculé} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{226,28}{400 * 10^3} = 0,000565 \text{ m}^2 = 5,65 \text{ cm}^2$$

• **Calcul sous N_{min} et M_{cor} :**

$$N_{min} = -870,23 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = -102,41 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{513,66}{1,38} + \frac{102,41 * 2,75}{3,47} = 453,37 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{513,66}{1,38} - \frac{102,41 * 2,75}{3,47} = 291,05 \text{ KN/m}^2 > 0$$

Puisque σ_1 et σ_2 sont positifs, alors la section est entièrement comprimée (S.E.C).

$$A_{min} = 0,0015 * a * L = 0,0015 * 0,25 * 5,5 \rightarrow A_{min} = 0,0020625 \text{ m}^2 = 20,62 \text{ cm}^2$$

$$A_v \text{ choisie} = 19\text{T}12 = 21,47 \text{ cm}^2$$

d) Ferrailage horizontal :

D'après le **C.B.A.93**, on a :

$$A_h \geq \frac{a * \gamma_s * s * (r_b - 0,3 * k * f_t')}{0,9 * f_e * (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

$K=0 \rightarrow$ Cas de reprise de bétonnage.

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Cas général.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$\alpha = 90^\circ \rightarrow$ Cadre droit, donc $\cos(\alpha) + \sin(\alpha) = 1$

❖ Voile (7) pour le sous-sol :

$$\tau_b = 0,83 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{0,2 * 1,15 * 0,2 * (0,83)}{0,9 * 400 * 1} \rightarrow A_h \geq 1,06 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 version 2003, le minimum du ferrailage longitudinal du voile est calculé comme suit :

$$A_{min} = 0,0015 * a * L = 0,0015 * 0,2 * 5,1 \rightarrow A_{min} = 0,001530 \text{ m}^2 = 15,30 \text{ cm}^2$$

$$A_v \text{ choisie} = 15\text{T}12 = 16,67 \text{ cm}^2$$

❖ Voile (1) pour le 9ème + 10ème étage :

$$\tau_b = 0,36 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{0,25 \cdot 1,15 \cdot 0,2 \cdot (0,36)}{0,9 \cdot 400 \cdot 1} \rightarrow A_h \geq 0,57 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 version 2003, le minimum du ferrailage longitudinal du voile est calculé comme suit :

$$A_{min} = 0,0015 \cdot a \cdot L = 0,0015 \cdot 0,25 \cdot 5,5 \rightarrow A_{min} = 0,0020625 \text{ m}^2 = 20,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ choisie}} = 19\text{T}12 = 21,47 \text{ cm}^2$$

e) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA version 2003, la longueur minimale de recouvrement est égale à $40\emptyset$ (en zone 1).

$$\emptyset = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l_r = 1,2 \cdot 40 = 48 \text{ cm, on choisit } l_r = 50 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage vertical et horizontal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

Tableau V-46: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 1.

Voile 1	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol	S.E.C /	1,28	24,75	24T12 =27,47	24T12 =27,47	20	10	50
RDC + 1er étage	S.P.C 26.70	2.79	24.75	24T12 =27.47	24T12 =27.47			
Etage (2, 3)	S.P.C 25.44	2.33	20.63	24T12 =27.47	19T12 =21.47			
Etage (4, 5)	S.P.C 20.74	0.52	20.63	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (6, 7, 8)	S.P.C 13.07	0.60	20.63	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (9, 10)	S.P.C 5.66	0.75	20.63	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
buanderie	S.P.C 2.48	0.65	20.63	19T12 =21.47	19T12 =21.47			

Tableau V-47: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 2.

Voile 2	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol	S.E.C /	1.28	22.95	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
RDC + 1er étage	S.E.C /	2.78	22.95	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
Etage (2,	S.E.C	1.03	19.20	19T12	19T12			

3)	/			=21.47	=21.47	20	10	50
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.52	19.20	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.60	19.20	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (9, 10)	S.E.C /	0.75	19.20	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
buanderie	S.E.C /	0.65	19.20	19T12 =21.47	19T12 =21.47			

Tableau V-48: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 3.

Voile 3	A_v calculé (cm ²)	A_h calculé (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_v choisie (cm ²)	A_h choisie (cm ²)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol	S.E.C /	1.28	21.15	19T12 =21.47	19T12 =21.47	20	10	50
RDC + 1er étage	S.E.C /	2.79	21.15	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (2, 3)	S.E.C /	1.04	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.52	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.60	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (9, 10)	S.E.C /	0.75	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
buanderie	S.E.C /	0.65	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			

Tableau V-49: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 4.

Voile 4	A_v calculé (cm ²)	A_h calculé (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_v choisie (cm ²)	A_h choisie (cm ²)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol	S.E.C /	1.28	26.10	24T12 =27.47	24T12 =27.47			
RDC + 1er étage	S.E.C /	2.79	26.10	24T12 =27.47	24T12 =27.47			
Etage (2, 3)	S.P.C 12.21	1.03	21.75	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
Etage (4,	S.P.C	0.52	21.75	21T12	21T12			

5)	9.28			=23.73	=23.73	20	10	50
Etage (6, 7, 8)	S.P.C 10.94	0.60	21.75	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
Etage (9, 10)	S.P.C 1.64	0.75	21.75	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
buanderie	S.P.C 1.97	0.65	21.75	21T12 =23.73	21T12 =23.73			

Tableau V-50: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 5

Voile 5	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol	S.E.C /	0.81	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10	20	10	50
RDC + 1er étage	S.E.C /	1.34	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (2, 3)	S.E.C /	1.80	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.19	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.23	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (9, 10)	S.E.C /	0.43	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			

Tableau V-51: Résumer de ferrailage et d'espacement pour les voiles 6 et 7.

Voile 6,7	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol	S.E.C /	0.81	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97	20	10	50
RDC + 1er étage	S.E.C /	1.34	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			
Etage (2, 3)	S.E.C /	1.80	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.19	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.23	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			

Etage (9, 10)	S.E.C /	0.43	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			
----------------------	-------------------	------	-------	-----------------	-----------------	--	--	--

Tableau V-52: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 8.

Voile 8	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol	S.E.C /	0.81	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47	20	10	50
RDC + 1er étage	S.E.C /	1.34	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			
Etage (2, 3)	S.E.C /	1.80	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.19	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.23	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			
Etage (9, 10)	S.E.C /	0.43	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			

Tableau V-53: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 9.

Voile 9	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol	S.E.C /	0.81	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10	20	10	50
RDC + 1er étage	S.E.C /	1.34	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (2, 3)	S.E.C /	1.80	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.19	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.23	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (9, 10)	S.E.C /	0.43	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			

V-3-4- Voiles périphériques (sous-sol) :

Le voile périphérique est destiné à bloquer les terres remblayées issues de l'exécution. A cet effet il sera calculé comme un mur de soutènement supportant le poids du remblai.

D'après le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu, entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimum d'armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

V-3-5-Dimensions du voile :

- On va faire les calculs pour une bande de 1ml.
e=0.15m ; h=3.06m ; la surcharge: q=10KN /m²

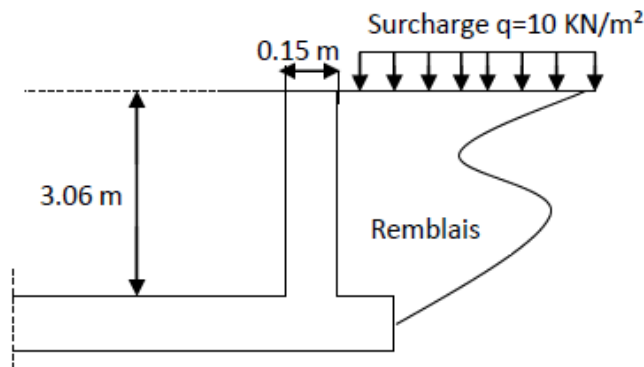


Figure V-6 : Présentation du voile périphérique.

V-4-5-1- évaluation des charges et surcharges :

- La poussée des terres :

$$G = \gamma * h * tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * C * tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 19,4 * 3,06 * tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) - 2 * 0,39 * tg \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 19,34 \text{ KN/m}^2$$

- La surcharge :

$$Q = q * tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 10 * tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 3,33 \text{ KN/m}^2$$

IV-4-5-2- Calcul de ferrailage :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

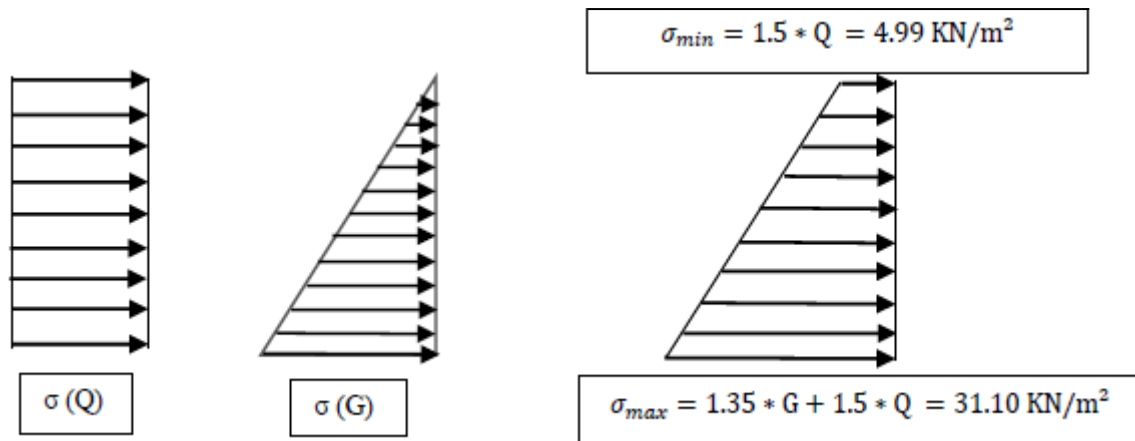


Figure V-8: Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} * \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 31,10 * 4,99}{4} = 24,57 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{moy} * 1ml = 24,57 * 1 = 24,57 \text{ KN/ml}$$

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de B.A.E.L :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \alpha = \frac{3,06}{6,31} = 0,48 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle portée dans les deux sens.}$$

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * p * l_x^2 \\ M_y = \mu_y * M_x \end{cases}$$

M_x : C'est le moment fléchissant suivant x.

M_y : C'est le moment fléchissant suivant y.

p : La charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : La hauteur du voile

L_y : La plus grande portée

μ_x, μ_y : Coefficients obtenues à partir du tableau de BAEL, en fonction de α .

$$M_{xu} = 0,102 * 24,57 * 3,06^2$$

$$M_{yu} = 0,25 * 23,47$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{xu} = 23,47 \text{ KN.m} \\ M_{yu} = 5,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{txu} = 0,85 M_{xu} \\ M_{a1xu} = 0,3 M_{xu} \\ M_{a2xu} = 0,5 M_{xu} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{txu} = 19,95 \text{ KN.m} \\ M_{a1xu} = 7,04 \text{ KN.m} \\ M_{a2xu} = 11,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tyu} = 0,85 M_{yu} \rightarrow M_{tyu} = 4,99 \text{ KN.m}$$

V-3-5-3- Valeur minimal à respecter :

- **En travée :**

$$M_{tyu} \geq \frac{M_{txu}}{4} \rightarrow 4,99\text{KN.m} = 4,99\text{KN.m} \quad \text{CV}$$

- **En appuis :**

$$M_{a1yu} = M_{a1xu} \rightarrow M_{a1yu} = 7,04\text{KN.m}$$

$$M_{a2yu} = M_{a2xu} \rightarrow M_{a2yu} = 11,74\text{KN.m}$$

V-3-5-4- Armatures longitudinales :

- **Acier en travée « sens L_x » :**

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

Avec :

$$b = 1\text{ml}$$

$$d = 0,9 * 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

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

$$\mu_u = \frac{19,95 * 10^{-3}}{1 * (0,135)^2 * 14,17} = 0,08 \quad \mu_u < \mu_R \rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,08}) = 0,104$$

$$z = d * (1 - 0,4 * \alpha) \rightarrow z = 0,135 * (1 - 0,4 * 0,104) = 0,129\text{m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{txu}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow \frac{19,95 * 10^{-3}}{0,129 * \frac{400}{1,15}} = 0,000445 \text{ m}^2/\text{ml} = 4,45\text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Acier en travée « sens L_y » :**

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

$$\mu_u = \frac{4,99 * 10^{-3}}{1 * (0,135)^2 * 14,17} = 0,02 \quad \mu_u < \mu_R \rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,02}) = 0,03$$

$$Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) \rightarrow z = 0,135 * (1 - 0,4 * 0,03) = 0,133\text{m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tyu}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow \frac{4,99 * 10^{-3}}{0,133 * \frac{400}{1,15}} = 0,000108 \text{ m}^2/\text{ml} = 1,08\text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Acier en appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{a1xu}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{7,04 * 10^{-3}}{1 * (0,135)^2 * 14,17} = 0,03 \quad \mu_u < \mu_R \rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,03}) = 0,04$$

$$Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) \rightarrow z = 0,135 * (1 - 0,4 * 0,04) = 0,133\text{m}$$

$$A_{a1x} = \frac{M_{a1xu}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow \frac{7,04 * 10^{-3}}{0,133 * \frac{400}{1,15}} = 0,000152 \text{ m}^2/\text{ml} = 1,52\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a1y} = A_{a1x} = 1,52\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_{a2xu}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{11,74 * 10^{-3}}{1 * (0,135)^2 * 14,17} = 0,01 \quad \mu_u < \mu_R \rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,01}) = 0,01$$

$$Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) \rightarrow z = 0,135 * (1 - 0,4 * 0,01) = 0,134m$$

$$A_{a2x} = \frac{M_{a2xu}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow \frac{11,74 * 10^{-3}}{0,134 * \frac{400}{1,15}} = 0,000252 \text{ m}^2/\text{ml} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a2y} = A_{a2x} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sections minimales des armatures :**

D'après le **B.A.E.L91**, on va utiliser :

- **Selon Ly :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ymin} = 8 * h = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (HA400)} \\ A_{ty} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \rightarrow A_{ty} < A_{ymin} \quad \text{CNV}$$

$$\rightarrow A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ymin} = 8 * h = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1y} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2y} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \rightarrow A_{a1y} \text{ et } A_{a2y} > A_{ymin} \quad \text{CV}$$

- **Selon Lx :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (HA400)} \\ A_{tx} = 4,45 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1x} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2x} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} < A_{xmin} \quad \text{CV} \\ A_{a1x} \text{ et } A_{a2x} > A_{xmin} \end{array} \right.$$

- D'après le **B.A.E.L91**, on va utiliser :

$$A_{xmin} = 0,1\%B \rightarrow A_{xmin} = 0,001 * 0,15 * 1 = 0,000150 \text{ m}^2 = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 4,45 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1x} = A_{a1y} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ty} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2x} = A_{a2y} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

• **Choix des aciers :**

➤ **En travée :**

- **Selon Lx :**

$$A_{tx} = 4,45 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{tx(\text{choisie})} = 8T10/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(2 * 15, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30, 25\text{cm}) \quad S_t \leq 25\text{cm}$$

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

- **Selon Ly :**

$$A_{ty} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{ty(\text{choisie})} = 4T10/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(3*15, 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(45, 33\text{cm}) \quad S_t \leq 33\text{cm}$$

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

➤ **En appuis :**

$$A_{a1x} = A_{a1y} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{a1x(\text{choisie})} = A_{a1y(\text{choisie})} = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(2*15, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30, 25\text{cm}) \quad S_t \leq 25\text{cm}$$

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

$$A_{a2x} = A_{a2y} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{a2x(\text{choisie})} = A_{a2y(\text{choisie})} = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(2*15, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30, 25\text{cm}) \quad S_t \leq 25\text{cm}$$

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

V-3-5-5- Effort tranchant :

Si $\alpha = 0,48 \geq 0,4$, alors :

$$\begin{cases} V_{ux} = \frac{qu*lx*ly}{lx+2*ly} = \frac{24,57*3,06*6,31}{3,06+2*6,31} = 30,26\text{KN} \\ V_{uy} = qu * \frac{lx}{3} = 24,57 * \frac{3,06}{3} = 25,06\text{KN} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$V_u = \max(V_{ux}; V_{uy}) = \min(30,26; 25,06) = 25,06\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{25,06*10^{-3}}{1*0,135} \leq 0,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à L'ELS :

$$\sigma_{max} = G + Q = 19,34 + 3,33 = 22,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 3,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 22,67 + 3,33}{4} = 17,84 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} * 1 \text{ ml} = 17,84 * 1 = 17,84 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{xs} = 0,105 * 17,84 * 3,06^2 \\ M_{ys} = 0,25 * 17,84 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xs} = 17,54 \text{ KN.m} \\ M_{ys} = 4,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{txs} = 0,85 * M_{xs} \\ M_{a1xs} = 0,3 * M_{xs} \\ M_{a2xs} = 0,5 * M_{xs} \\ M_{tys} = 0,85 * M_{ys} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{txs} = 14,91 \text{ KN.m} \\ M_{a1xs} = 5,26 \text{ KN.m} \\ M_{a2xs} = 8,77 \text{ KN.m} \\ M_{tys} = 0,25 * 17,54 \end{cases}$$

a) Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2} X^2 + A_{sc} (X - d') - \eta A_{st} (d - X) = 0 \quad \text{Avec: } A_{sc} (X - d') = 0$$

$$\frac{100}{2} X^2 - 15 * 6,26(13,5 - X) = 0 \rightarrow 50X^2 - 1267,65 + 93,90X = 0$$

$$X = 4,11 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $X = 4,11 \text{ cm}$

b) Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bX^3}{3} = 2,31 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d-X)^2 = 5,52 * 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + n I_{st} = 2,31 * 10^{-5} + 15 * 5,52 * 10^{-6} \rightarrow I = 1,06 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

c) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s * X}{I} = \frac{14,91 * 10^{-3} * 4,11 * 10^{-2}}{1,06 * 10^{-4}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5,78 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

d) Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d-X)}{I} = \frac{15 * 14,91 * 10^{-3} * (0,135 - 4,11 * 10^{-2})}{1,06 * 10^{-4}}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,6 ; 201,63)$$

$$\rightarrow \begin{array}{l} \sigma_{st} = 198,12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st} \rightarrow \text{CV}$$

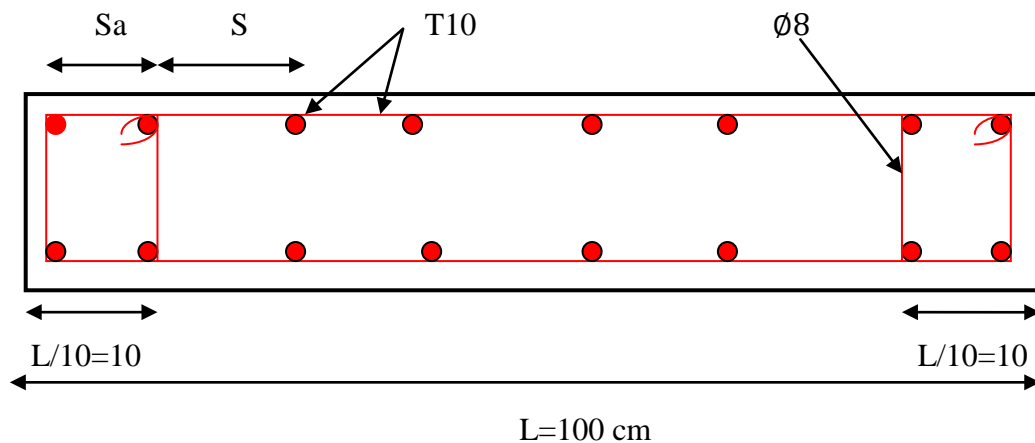


Figure IV-9: Exemple ferrailage du Voile périphérique.

V-5- Conclusion :

Dans ce chapitre on a utilisé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Afin de valider leurs épaisseurs et de déterminer la résistance du béton nécessaire. Leur ferrailage a été calculé suivant le RPA99, V2003 et le B.A.EL.91.

Le bon choix des armatures pour les éléments résistants nous permet d'éviter le redimensionnement de la structure et d'augmenter la section du béton, ce qui n'est pas bon sur le plan économique.

Chapitre VI :
Etude de
l'infrastructure

VI-1- Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol et limitent les tassements différentiels dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La transmission des charges au sol peut être directement (Semelles et radiers), ou par l'intermédiaire d'autres organes (Semelles sur pieux).

VI-2- Choix du type de fondation :

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type et l'importance de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- La facilité de réalisation.
- La raison économique.
- La charge totale transmise au sol.

VI-3 Hypothèses de calcul:

D'après le rapport du sol qu'on a reçu, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (Filante ou Radier) à une profondeur de 7 m de la cote du terrain naturel.

Le taux de travail de sol étant de 2 bars.

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, où à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

VI-3-1- Etudes des semelles isolées :

VI-3-1-1- Pré dimensionnement des semelles isolées :

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et (a = b = 80 cm)

Dans notre structure, les poteaux sont carrés et par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées. Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition

suivante : $\frac{N_s}{(A*B)} \leq \bar{\sigma}_{admissible}$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec :

(Ns) : Effort normal maximal à ELS $\rightarrow N_s = 4,470$ MN

(a ; b) : Les dimensions du poteau $\rightarrow (a = b = 80$ cm)

($\bar{\sigma}_{admissible}$) : Contrainte admissible du sol $\rightarrow \bar{\sigma}_{admissible} = 2$ bars = 0,2 MPa

(A ; B) : Les dimensions de la semelle isolée $\rightarrow (A = B)$ Semelle carrée.

$$\frac{N_s}{(A*B)} \leq \bar{\sigma}_{admissible} \rightarrow \frac{4,470}{A^2} \leq 0,20 \rightarrow A^2 \geq \sqrt{\frac{4,470}{0,2}} \rightarrow A \geq 4,72 \text{ m}$$

On adopte une semelle isolée de (5,00 × 5,00) m²

VI-3-1-2- Vérification de chevauchement entre semelle isolés :

Si on adopte les mêmes dimensions pour toutes les semelles de la structure, la surface totale des semelles égales à :

S semelles = (5×5) 42 = 1050 m²

S bâtiment = 929,77 m²

S semelles > S bâtiment \rightarrow Donc, le choix des semelles n'est pas satisfait

VI-3-2- Etudes des semelles filantes :

Nous proposons en deuxième lieu des semelles filantes.

VI-3-2-1- Pré dimensionnement des semelles filantes :

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_s}{(B*L)} \leq \bar{\sigma}_{admissible}$$

Avec :

($\sum N_{Si}$) : La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

L : La longueur de la file considérée

B : La largeur de la semelle filante.

Tableau VI-1 : Calcul surface semelles filante.

Semelle	Ns(MN)	L(m)	$\bar{\sigma}$ (MPA)	S(m ²)	B(m)
1	16,93290	33,10	0,2	84,665	2,55
2	24,43315	33,10	0,2	122,166	3,69
3	32,88188	33,10	0,2	164,409	4,96
4	6,427404	33,10	0,2	32,137	0,97
5	34,32217	33,10	0,2	171,611	5,18
6	26,86160	33,10	0,2	134,308	4,05
7	23,82892	28,41	0,2	119,140	4,19
8	21,83634	28,27	0,2	109,180	3,86
9	20,54451	28,17	0,2	102,720	3,64
10	16,49267	28,06	0,2	82,450	2,93
11	20,69571	27,97	0,2	103,480	3,69
12	20,07349	27,88	0,2	100,365	3,59
13	17,54996	27,78	0,2	87,745	3,15
$\sum S$				1414,376	

VI-3-2-2-Vérification de chevauchement entre semelle filantes:

Nous allons procéder à une petite vérification tel que :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{totale}} = \frac{1414,376}{929,77} = 152\% \leq 50\%$$

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La condition n'est pas vérifiée, car la surface des semelles filantes est déjà plus grande que la surface de bâtiment. Donc, on va aller à une conception en radier.

VI-3-3-Etudes d'un radier :**VI-3-3-1- Définition de radier**

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme qui est la base d'un bâtiment. Ce système permet une bonne répartition des charges sur une surface plus grande du bâtiment et permet aussi une réduction des tassements différentiels.

Le radier général est en ce moment très courant, surtout pour la construction des grands édifices comme les bâtiments et les habitations résidentielles. Le radier est facile à utiliser, il donne de bons résultats en termes de stabilité de l'assise de la construction.

A l'aide du logiciel (SAP2000 version 14.2.4), on modélise notre fondation de type radier général.

VI-3-3-2- Pré dimensionnement du radier :

Le radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

D'après (**DTR BC 2.33.1**) : Le pré dimensionnement du radier dalle se fait par satisfaction des conditions suivantes :

Le radier par simplification est toujours considéré comme infiniment rigide par rapport à sa superstructure. En d'autre terme, intersection des poteaux et les voiles avec le radier sont considérés comme des appuis à leur base.

Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol.

La dalle du radier :

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h_d \geq \frac{6,31}{20} \rightarrow h_d \geq 0,3115m = 31,5cm$$

(L (max)) : Distance maximale entre deux files successives.

Les nervures :

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h_N \geq \frac{6,31}{10} \rightarrow h_N \geq 0,631m = 63,1cm$$

La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} ;$$

$$\text{Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

Le : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E: Module de Young (E = 3,2 × 10⁷ KN/m³)

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol. (Pour un sol moyen K= 4 Kg/cm³= 4×10⁴KN/m³)

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}} \rightarrow h_N \geq 0,98 m$$

On adopte un $h_N = 1,20 m$.

$$I = \frac{b * h_N^3}{12} \rightarrow I = 0,144m^4$$

$$\rightarrow L_e = 4,63m$$

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \rightarrow \frac{\pi}{2} * 4,63 \geq L_{max} \rightarrow 7,27 \geq 6,31 \rightarrow CV$$

Donc on a un radier rigide

A partir de ces conditions précédentes on prend :

$$\begin{cases} h_N = 120\text{cm} \\ h_d = 80\text{cm} \end{cases}$$

VI-4-Vérifications nécessaires:

VI-4-1 Vérification la contrainte de sol :

On doit vérifier 02 conditions, pour que la contrainte de sol soit vérifiée :

Condition 1 : $\bar{\sigma}_{b1} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0,2 \text{ MPa}$$

Puisque, on a une répartition trapézoïdale, donc :

$$\bar{\sigma}_{b1} = \frac{3KZ_{max} + KZ_{min}}{4}$$

Avec :

Z_{max} : Déplacement maximal suivant UZ à ELS ($Z_{max} = 0,48 \text{ cm}$)

Z_{min} : Déplacement maximal suivant UZ à ELS ($Z_{min} = 0,17 \text{ cm}$)

K : le coefficient de BALLAST

$$K = 2\sigma_{sol} = 2 * 2 = 4 \text{ bars} = 4 \text{ kg/cm}^3$$

$$\bar{\sigma}_{b1} = \frac{3 * 4 * 0,48 + 4 * 0,17}{4} = 1,61 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \rightarrow \text{CV}$$

Condition 2 : $\bar{\sigma}_{b2} \leq \sigma_{sol}$

$$\bar{\sigma}_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

F_z : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le SAP2000. ($F_z = 164481,523 \text{ KN}$)

S : Surface du radier ($S = 1011,78 \text{ m}^2$)

$$\bar{\sigma}_{b2} = \frac{164481,523 * 10^2}{1011,78 * 10^4} = 1,62 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \rightarrow \text{CV}$$

VI-4-2- Vérification vis-à-vis le poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)** on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0,045 * h_n * u_u * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime ($N_u = 6154 \text{ KN/m}^2$)

h_n : Hauteur de la nervure ($h_n = 1,20 \text{ m}$)

u_u : Périmètre du poteau

$$u_u = 4(a+h) = 4(0,8 + 1,20) = 8 \text{ m}$$

➤ **Charge limite:**

$$N_u = 6154 \leq 0,045 * 1,2 * 8 * \frac{25000}{1,5}$$

$$N_u = 6154 < 7200 \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

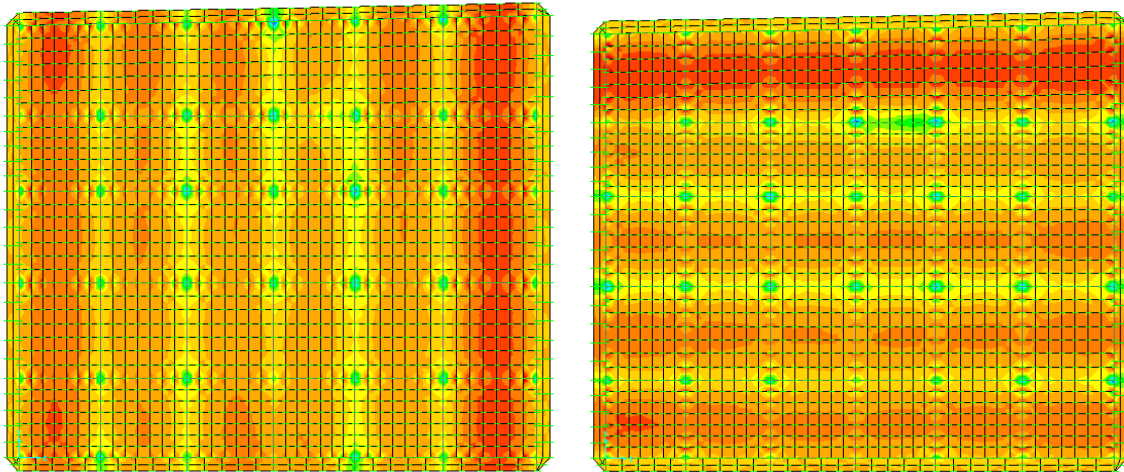
VI-5- Calcul le Ferrailage :

VI-5-1- Ferrailage de la dalle de radier

Après la modélisation, on a pu extraire les valeurs des sollicitations exercées sur la surface du radier selon les deux directions X et Y, ces valeurs sont affichées dans ce tableau :

Tableau VI-2 : Récapitulatif des moments exercés sur le radier.

			ELU	ELS
Dalle	Travée	X	399,091	286,651
		Y	438,740	315,449
	Appuis	X	648,054	468,968
		Y	601,103	432,078

**Figure VI-2** : Moment: M11 et M22 à l'ELU.

Le calcul se fait à la flexion simple avec une bande de 1 m et en deux directions, l'une suivant (x-x) et l'autre suivant (y-y).

$H_d = 0,8$ m ; $B = 1$ ml ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ; $f_{bc} = 14,17$ MPa ; $\sigma_{st} = 347,83$ MPa ;
 $d = 0,9 \times 0,8 = 0,72$ m

➤ **Sens x-x :**

En travée:

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,399091}{1 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17}$$

$\mu_u = 0,0543 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,0543)})$$

$$\alpha = 0,070$$

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

$$Z = 0,72 * (1 - 0,4 * 0,070)$$

$$Z = 0,699 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,399091}{0,699 * 347,83}$$

$$A_{st} = 16,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui:

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,648054}{1*(0,9*0,8)^2*14,17}$$

$$\mu_u = 0,0882 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

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

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,0882)})$$

$$\alpha = 0,116$$

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

$$Z = 0,72 * (1 - 0,4 * 0,116)$$

$$Z = 0,686 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{0,648054}{0,686*347,83}$$

$$A_{st} = 27,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Sens v-v :**

En travée:

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,438740}{1*(0,9*0,8)^2*14,17}$$

$$\mu_u = 0,0597 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

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

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,0597)})$$

$$\alpha = 0,077$$

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

$$Z = 0,72 * (1 - 0,4 * 0,077)$$

$$Z = 0,697 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{0,438740}{0,697*347,83}$$

$$A_{st} = 18,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui:

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,601103}{1*(0,9*0,8)^2*14,17}$$

$$\mu_u = 0,0818 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

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

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,0818)})$$

$$\alpha = 0,107$$

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

$$Z = 0,72 * (1 - 0,4 * 0,107)$$

$$Z = 0,689 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{0,601103}{0,689*347,83}$$

$$A_{st} = 25,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non-fragilité:**

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

$$A_{st \min} \geq 0,23 * 1 * 0,72 * \frac{2,1}{400} * 10^4$$

$$A_{st \min} \geq 8,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En travée: $A_{st} = 18,08 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{CV}$

En appui: $A_{st} = 25,07 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{CV}$

VI-5-1-2- Choix de ferrailage :

En travée: $A_{st X} = A_{st Y} = 12\text{T}16 = 24,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appui: $A_{st X} = A_{st Y} = 12\text{T}20 = 37,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI-5-1-3- Vérification à l'ELS :

Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} * 400 ; 110 \sqrt{1,6 * 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

En travée:

❖ Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 12\text{T}16 = 24,13 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 * 24,13 (72 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2311,51 \text{ cm}$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 19,11 \text{ cm}$$

❖ Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} * 19,11^3 + 15 * 24,13 * (72 - 19,11)^2$$

$$I = 1244787 \text{ cm}^4 \rightarrow I = 124,4787 * 10^{-4} \text{ cm}^4$$

Sens x-x :

❖ Calcul des contraintes:

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I} = \frac{286,651 * 10^{-3} * 0,1911}{124,4787 * 10^{-4}} = 4,49 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - X)}{I} = \frac{15 * 286,651 * 10^{-3} * (0,72 - 0,1911)}{124,4787 * 10^{-4}} = 181,36 \text{ MPa}$$

❖ Vérification des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = 4,49 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

Acier : $\sigma_{st} = 181,36 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

Sens y-y:

❖ Calcul des contraintes:

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I} = \frac{315,449 * 10^{-3} * 0,1911}{124,4787 * 10^{-4}} = 4,94 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-X)}{I} = \frac{15 \cdot 315,449 \cdot 10^{-3} \cdot (0,72 - 0,1911)}{124,4787 \cdot 10^{-4}} = 199,58 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 4,94 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ CV}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = 199,58 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ CV}$$

En appuis:

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$A_{st} = 12T20 = 37,70 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \cdot 37,70 (72 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2853,72 \text{ cm}$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 23,44 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100}{3} \cdot 23,44^3 + 15 \cdot 37,70 \cdot (72 - 23,44)^2$$

$$I = 1762781 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow I = 176,2781 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^4$$

Sens x-x :

❖ **Calcul des contraintes:**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I} = \frac{468,968 \cdot 10^{-3} \cdot 0,2344}{176,2781 \cdot 10^{-4}} = 6,23 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-X)}{I} = \frac{15 \cdot 486,968 \cdot 10^{-3} \cdot (0,72 - 0,2344)}{176,2781 \cdot 10^{-4}} = 193,80 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 6,23 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ CV}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = 193,80 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ CV}$$

Sens y-y:

❖ **Calcul des contraintes:**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I} = \frac{432,078 \cdot 10^{-3} \cdot 0,2344}{176,2781 \cdot 10^{-4}} = 5,74 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-X)}{I} = \frac{15 \cdot 315,449 \cdot 10^{-3} \cdot (0,72 - 0,1911)}{124,4787 \cdot 10^{-4}} = 199,58 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 4,94 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ CV}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = 199,58 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ CV}$$

VI-5-1-3 Vérification au cisaillement :

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l'âme résiste à l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\tau_u < \overline{\tau}_u$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement.

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \quad (b = 1 \text{ m}) ; (d = 0,72 \text{ m}) ;$$

T_u : L'effort tranchant à l'ELU ($T_u x = 1256,011 \text{ KN}$)

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 * 25}{1,5}; 4\text{MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} = \frac{1256,011 * 10^{-3}}{1 * 0,72} = 1,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Sens y-y :

T_u : L'effort tranchant à l'ELU ($T_u y = 1291,671 \text{ KN}$)

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} = \frac{1291,671 * 10^{-3}}{1 * 0,72} = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{CV}$$

VI-5-1-4 Calcul de l'espacement**Selon BAEL91 :**

$$St = \frac{100}{11} \leq \min (0,9 * d ; 40 \text{ cm})$$

$$St = 9,09 \leq \min (64,8 ; 40) \text{ cm}$$

$$St = 9,09 \leq 40 \text{ cm}$$

→ On adopte $St = 10 \text{ cm}$

VI-5-2 la nervure :

A partir du logiciel Sap2000, les valeurs des moments en travées et en appuis des nervures sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-3: Récapitulatif des moments exercés sur les nervures.

		ELU		ELS
Nervure	Travée	X	1078,16	781,92
		Y	1208,16	850,14
	Appuis	X	1105,12	793,78
		Y	846,80	611,860

VI-5-2-1- Calcul ferrailage longitudinal :**Tableau VI-4 : Ferrailages de la nervure sens x.**

Sens x-x										
	μ_u	α	A_{st} (cm^2/ml)	$A_{st \min}$ (cm^2/ml)	A_{st} choisit	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	0,0418	0,053	23,46	16,30	16T16 =32,17	3,98	15	195,28	201,63	CV
Appuis	0,0428	0,055	24,06	16,30	16T16 =32,17	4,04	15	198,24	201,63	CV

Tableau VI-5 : Ferrailages de la nervure sens y.

Sens y-y										
	μ_u	α	A_{st} (cm^2/ml)	$A_{st\ min}$ (cm^2/ml)	A_{st} choisit	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	0,0468	0,060	26,36	16,30	14T16+2T20 =34,43	4,21	15	198,88	201,63	CV
Appuis	0,0329	0,042	18,38	16,30	14T16 =28,13	3,28	15	173,91	201,63	CV

VI-5-2-2-Vérification la contrainte de cisaillement :**Tableau VI-5 : Vérification la contrainte de cisaillement.**

	b (m)	d (m)	$T_u\ max$ (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	
Sens x-x	1	1,35	755,09	0,55	2,5	CV
Sens y-y	1	1,35	736,98	0,54	2,5	CV

VI-5-2-3- Calcul de l'espacement

Selon le RPA99 version2003 :

➤ **En zone nodale :**

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

Avec \varnothing_{min} est le diamètre le petit du ferrailage longitudinal.

$$\text{En zone nodale : } St' = \frac{100}{15} \leq \text{min} (37,5; 19,2; 30)$$

$$St' = 6,66 \leq 19,2 \text{ cm}$$

On adopte: **St = 10 cm.**➤ **En zone courant :**

$$St' = \frac{100}{15} \leq \frac{h}{2}$$

$$St' = 6,66 \leq \frac{150}{2}$$

$$St' = 6,66 \leq 75 \text{ cm}$$

On adopte: **St' = 15 cm.****VI-5-2-4- Calcul ferrailage transversal:**

D'après (BAEL.91), le diamètre des armatures transversales pour les nervure est donnée par:

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

$$\varnothing_t \leq \text{min} \left(\frac{120}{35}; \frac{100}{10}; 1,4 \right)$$

$$\rightarrow \varnothing_t \leq 1,4 \text{ cm}$$

On adopte : $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

VI-5-2-5- Tableau récapitulatif de ferrailage :**Tableau VI-6 : Ferrailages de la nervure et la dalle d'un radier nervuré.**

		Sens	A_{st} Calculé (cm^2)	A_{st} choisie (cm^2)	
				N*Ø	(cm^2)
Dalle	Appui	X	27,13	12T20	37,70
		Y	25,07	12T20	37,70
	Travée	X	16,39	12T16	24,13
		Y	18,08	12T16	24,13
Nervure	Appui	X	24,06	16T16	32,17
		Y	18,38	14T16	28,13
	Travée	X	23,46	16T16	32,17
		Y	26,36	14T16+2T20	34,43

VI-6- Conclusion :

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon plusieurs critères comme la capacité portante du sol, la distance entre axes des poteaux, l'importance des charges transmises et la profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes et ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur nervure, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Chapitre VII :
Etude
Managériale

VII-1 Introduction :

Un projet est généralement considéré comme réussi s'il atteint les objectifs prédéfini dans les délais et avec le budget convenu. Et pour cela on utilise le management de projet dans le but d'avoir une plus grande probabilité d'obtenir un résultat souhaité.

VII-2 Présentation de projet :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment à usage multiple situé aux amandiers à kiffane, boulevard Ain sebaa Ali, dans le nord de la wilaya de Tlemcen. Il occupe une surface de (929,779 m²) sur terrain, il est composé d'un parking sous terrain, sept locaux et un bureau aux niveaux du RDC, quinze bureaux aux niveaux du 1^{er} étage et 45 logements sont classés en 5 catégories (F3a, F3b, F4a, F4b, F5) répartis sur 9 étages.

VII-3 Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet.

Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

Diagramme de Gantt est particulièrement facile à mettre en oeuvre avec un simple tableur plus connu est **Microsoft Project**.

VII-4 MS Project :

MS Project est 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.

VII-5 Devis quantitatif et estimatif :

Tableau VII : Devis quantitatif et estimatif

GROS ŒUVRES					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U	Montant
	<u>01/Terrassement:</u>				
1-1	Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiments, terrassement rocheux et toutes sujétions d'exécution.	m ³	1000.00	300.00	300 000.00

1-2	Evacuation à la décharge publique (Coefficient de foisonnement compris) quelque soient la distance y compris chargement, déchargement et toutes sujétions d'exécution.	m ³	2600	500.00	1 300 000.00
				S/Total 01	1 600 000.00
	<u>02/Béton armé en Fondation:</u>				
2-1	Béton de propreté dosé à 250 kg/ m3 10cm d'épaisseur.	m ³	93	8 000.00	744 000.00
2-2	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour le radier générale et la nervure. Compris coffrage façonnage des aciers et coulage décoffrage nettoyage et vibration.	m ³	877	30000.00	26 310 000.00
2-3	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour voile. Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration.	m ³	85	35 000.00	2 975 000.00
2-4	Hérissonnage sous dalle flottante en pierre sèche ép.=0.15m y compris compactage et arrosage et toutes sujétions.	m ²	575	1 000.00	575 000.00
2-5	Plate forme en Béton légèrement armée dosé à 250kg/M ³ coulée sur hérissonnage ep=10cm y/c, armature en treillis soudé avec isolation en film polyane et joints en polystyrène a chaque contacte avec longrine et toutes sujétions d'exécution	m ²	575	1 200.00	690 000.00
				S/Total 02	31 294 000.00
GROS OEUVRES (Suite)					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
	<u>03/ Béton armé en Elévation:</u>				
	Béton armé dosé à 350kg/m3 y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration, Exécution des éléments décoratifs tous types et toutes sujétions d'exécution. Pour:				
3-1	Poteaux	m ³	620	36 000.00	22 320 000.00
3-2	Poutres, Chainages	m ³	735	34 000.00	24 990 000.00
3-3	Escalier, paillasse et poutres palière	m ³	27	33 000.00	891 000.00
3-4	Mur voile	m ³	361	35 000.00	12 635 000.00
3-5	Dalle pleine	m ³	168	32 000.00	5 376 000.00
3-6	Acrotère et Pergolas	m ³	15.80	28 000.00	442 400.00
3-7	Plancher en corps creux de 16+5 cm, y compris dalle de compression de 5cm, poutrelle en béton armé dosé à 350kg/m3, hourdis et treillis soudés de 15x15 fit 4 y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution.	m ²	9900	3 600.00	35 640 000.00
				S/Total 03	102 294 400.00

<u>04/Maçonnerie Int et Extérieur</u>					
4-1	Mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 15 & 10 cm au mortier de ciment avec une lame d'air de 05cm y. Compris toutes sujétions d'exécution..	m ²	2500.00	2 600.00	6 500 000.00
4-2	Mur intérieur de 15 cm en briques creuses au mortier de ciment 'y compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	5000.00	1 500.00	7 500 000.00
4-3	Mur intérieur de 10 cm en briques creuses au mortier de ciment'y.compris toutes sujétions d'exécution..	m ²	16000.00	1 100.00	17 600 000.00
4-4	Enduits extérieurs monocouche appliqué avec machine a projection sur maçonnerie ou béton epaisseur 02 cm y.compris rebouchages des trous, preparation du support et toutes sujétions d'exécution.	m ²	4000.00	2 500.00	10 000 000.00
4-5	Enduits intérieurs sur mur (exécuter avec arretes) lisse au mortier de ciment en trois couches y.compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	4000.00	850.00	3 400 000.00
				S/Total 04	45 000 000.00
GROS OEUVRES (Suite)					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
<u>05/Revêtement des Sols , Murs & faux-plafond</u>					
5-1	Faïence cuisine SDB-WC.	m ²	3300	3 000.00	9 900 000.00
5-2	DDS en céramique.	m ²	6000	3 000.00	18 000 000.00
5-3	Plinthe.	m ²	10000	260.00	2 600 000.00
5-4	Marches / contre marches	m ²	400	3 500.00	1 400 000.00
5-5	F/Plafond en BA13	m ²	7000.00	900.00	6 300 000.00
				S/Total 05	38 200 000.00
<u>06/Assainissement Int</u>					
	Exécution de Regard de chute en B.A dosé à 350kg/M ³ y compris fouilles,parois, enduit Etanche, radier, remblai et dalle de couverture en B.A dosé à 350kg/M ³ et toutes sujétions				
6-1	* 60x60	U	8.00	12 000.00	96 000.00
6-2	* 80x80	U	6.00	15 000.00	90 000.00
6-3	F&P de buses en PVC PN 04 Ø160 y.c fouilles,remblai,lit de sable et toutes sujétions d'exécution	ml	15.00	1 500.00	22 500.00
6-4	F&P de buses en PVC PN 04 Ø250 y.c fouilles,remblai,lit de sable et toutes sujétions d'exécution	ml	55.00	2 500.00	137 500.00
6-5	F&P de buses en PVC PN 04 Ø315 y.c fouilles,remblai,lit de sable et toutes sujétions	ml	25.00	3 000.00	75 000.00

	d'exécution				
				S/Total 06	421 000.00
GROS OEUVRES (Suite)					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
<u>07/Evacuation intérieure</u>					
7-1	F&P de tuyauterie en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 110 mm pour des EU y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ml	54.00	700.00	39 900.00
7-2	F&P de tuyauterie en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 100 mm pour des EP et EV y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ml	162.00	650.00	105 300.00
7-3	F&P de conduite de raccordement en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 63 mm y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ml	120.00	800.00	96 000.00
7-4	F&P de conduite de raccordement en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 40 mm y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ml	48.00	700.00	33 600.00
7-5	F&P de siphon de sol complet avec grille en PVC (01°choix de couleur gris) (Ø = 40mm) de dim = 15x15cm	U	20.00	1 200.00	24 000.00
7-6	F&P de siphon de sol complet avec grille chromé (Ø = 40mm) de dim = 10x10cm	U	28.00	1 400.00	39 200.00
				S/Total 07	338 000.00
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
<u>08/Etanchéité</u>					
8-1	Forme de pente en béton dosé 250kg/m ³ y. Compris 2 films polyane, polystyrène ép = 4cm et réglage et toutes sujétions d'exécution	m ²	318.00	1 800.00	572 400.00
8-2	F & P Etanchéité sous carrelage en 1x36s y / c couche d'imprégnation a séchage rapide,2 couche d'EAC et un relevé sur mur de 30 cm d hauteur	m ²	98.00	800.00	78 400.00
8-3	F/P Etanchéité multi couche 3x36s y / c papier KRAFT ,couche d'imprégnation a séchage rapide,4 couche d'EAC y.compris toutes sujétions d'execution.	m ²	318.00	1 800.00	572 400.00
8-4	F/P Relevé d'étanchéité en palaxalumin H = 60cm y / c couche d'imprégnation a séchage rapide et toutes sujétions d'execution.	ml	135.00	1 200.00	162 000.00
8-5	F et P de gravillion roulé 15/20 sur ep de 5cm pour protection d'étanchéité	m ²	318.00	300.00	95 400.00

8-6	F et P de gargouille en plombe lamine y.c carapaudine, mise en œuvre et toutes sujétions d'exécution.	U	6.00	1 500.00	9 000.00
				S/Total 08	1 489 600.00
MENUISERIE					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
	<u>01/MENUISERIE/BOIS/FERRONNERIE/ALU</u>				
9-1	Portes en bois (0,84*2,17)	U	130.00	25 000.00	700 000.00
9-2	Portes en bois (0,94*2,17)	U	250	25 000.00	300 000.00
9-3	Porte métallique entrée	U	45	45 000.00	540 000.00
9-4	Fenêtres en Alu (1,40*1,40)	U	200	25 000.00	675 000.00
9-5	Fenêtres en Alu (2,20*1,40)	U	100	12 000.00	12 000.00
9-6	Porte entrée.	U	6	11 000.00	22 000.00
9-7	Porte coupe feu.	U	25	5 000.00	75 000.00
9-8	Rideaux métalliques.		6	90 000.00	540 000.00
				S/Total 01	2 864 000.00
<u>ELECTRICITE</u>					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
10-1	Interrupteur et gaine		900	800.00	720 000.00
10-2	Prises de courant		750	900.00	675 000.00
10-3	Spots lumineux		1000	1 800.00	1 800 000.00
10-4	Disjoncteurs		70	35 000.00	2 450 000.00
10-5	Boîtes de dérivation		250	2 500.00	625 000.00
10-6	Sonneries d'interphone		50	5 000.00	250 000.00
10-7	Câblerie 2*4 mm ²	U	1200	300.00	350 000.00
				S/Total 09	6 870 000.00
<u>Plomberie / Chauffage</u>					
11-1	Lave mains	U	100	6 000.00	600 000.00
11-2	Lavabo y compris système	U	65	10 000.00	650 000.00
11-3	Eviers de cuisine		45	8 000.00	360 000.00

11-4	WC anglais		80	9 500.00	760 000.00
11-6	Chaudière murale.		45	65 000.00	2 925 000.00
11-7	Radiateurs chauffage et système	U	270	15 000.00	4 050 000.00
11-8	PVC Ø200	U	250	500.00	125 000.00
11-9	PVC Ø150	U	360	500.00	180 000.00
11-10	PVC Ø60		300	300.00	90 000.00
Montant Total PLOMBERIE SANITAIRE AEP , GAZ & Chauffage central: en H.T					9 740 000.00
Peinture					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
12-1	peinture monocouche (semi-épais - classe D3) appliqué sur enduit fini Poché ou pommelé selon le choix de l'architecte .épaisseur 03 mm y compris réparation du support et toute sujétion de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	m ²	2143.85	400.00	857 540.00
12-2	Fourniture et pose de peinture vinylique intérieur pour les murs et sous plafond en2 couche y compris de toutes sujétions.	M ²	3715.1	350.00	1 300 285.00
12-3	F&P Peinture à l'huile sur menuiserie bois en 2 couches y compris l'huile de lin ainsi que toutes sujétions d'exécution.	m ²	616.00	320.00	197 130.00
12-4	F&P de verre simple de 4 mm y compris mastique ainsi que toutes sujétions d'exécution.	m ²	10.00	2 500.00	25 000.00
12-5	F&P de verre martelé de 6mm y compris mastique ainsi que toutes sujétions d'exécution.	m ²	35.00	4500.00	157 500.00
Montant Total Peinture en H.T					2 555 455.00
				Montant Total en H.T	240 111 000.00
				T.V.A 09 %	21 609 990.00
				Montant Total en T.T.C	261 720 990.00

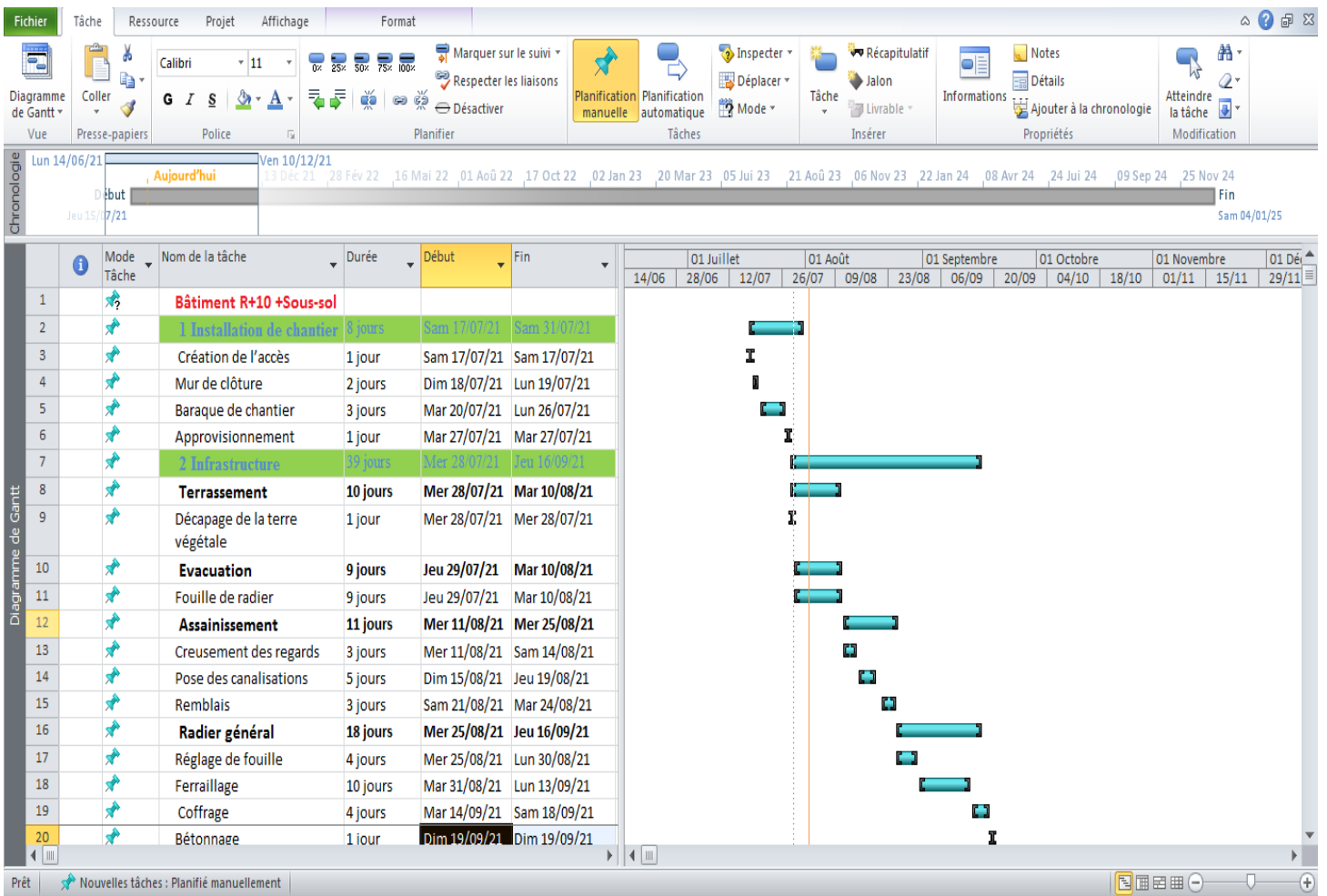


Figure VII-1 : Le planning du projet.

VII-6 Estimation des couts et taches :

L'estimation du cout des taches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tache aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche. Après l'introduction de toutes les informations(les taches avec leur durée) sur logiciel MS Project 2010 on obtient les résultats suivants :

Nous avons estimé la durée du projet d'environ 955 jours

Le début du projet est prévu le : 15/07/2021

La fin du projet est prévu le: 04/01/2025

VII-8 Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté une technique du diagramme de Gantt qui nous a permis d'estimer le cout de revient du projet qui est **255 337 138.00** da et la durée de ce projet qui est 32 mois.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures.

Ce dernier consiste à deux parties principales :

- Une étude technique.
- Une étude managériale.

Le projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul (SAP2000 ; Auto CAD ; MS Project) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Cette étude nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Concernant le choix du plancher, nous avons opté à des planchers en corps creux aux niveaux du RDC, étages courants et étage terrasse.
- La modélisation de la structure avec le logiciel Sap2000 nous a permis de mieux connaître les comportements de la structure vis-à-vis le séisme et adopter un meilleur dimensionnement des éléments de la structure.
- L'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans les délais et les coûts préétablis.

En fin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel.

Bibliographie

C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993.

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

[D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation,

[R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne 99, version 2003.

-MESSAOUDEN.S & HALHALIA, «ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT « SOUS SOL + RDC +10 ETAGES A ORAN», Chetouane, Tlemcen, Master en génie civil, 2018, Faculté de technologie.

Etude technique et managériale d'un bâtiment «2SS+RDC+9étages» En béton armé à Sidi-Bel-Abbès, Chetouane, Tlemcen, Master en génie civil, 2019, Faculté de technologie.

Logiciels :

SAP2000 V14.2.4

Microsoft Excel 2007

Microsoft MS-Project 2010

Auto desk AUTOCAD 2013

Google Maps

Annexe A :
Les plans
architecturaux

