



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA. BEJAIA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : Structure

THEME

**Etude d'un bâtiment(R+7+ sous-sol)
en béton armé contreventé par un
système mixte**

Réalisé par :

MR.SMAHI Islem

MR.BOUNIF Abdelhak

Encadré par :

M^{me} .BOUNOUNI

Jury:

MR.HADDI

MR.SERIKMA

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice MADAMME BOUNOUNI.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A ma très chère grand-mère.

A mes très chers frères et sœurs.

A ma chère tante :houa.

A ma chère amie : hanane yessad.

A toutes l'équipe de 500.

A mon binôme.

Abdelhak

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A ma très chère grand-mère.

A mon très cher frère et mes sœurs.

A toutes l'équipe de 500.

A tous mes cousins

A mon binôme.

Islem

Table des matières

Table des matières

Remerciements

Dédicaces

Table des matières

Introduction générale..... 1

Chapitre I: Généralités

Introduction..... 2

I.1. Présentation du projet 2

I.2.Caractéristique de la structure..... 2

I.3.Description structurale..... 3

I.4.Règlements et normes utilisés 3

I.5. Les Hypothèse de calcul 4

I.5.1. Etat limite ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2). 4

I.5.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5). 4

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux..... 5

I.6.1. Le béton :..... 5

I.6.1.1. La résistance caractéristique à la compression..... 5

I.6.1.2. La résistance caractéristique à la traction..... 6

I.6.1.3. Contrainte limite 6

I.6.1.4. Déformation longitudinale du béton 8

I.6.2. L'acier 8

I.6.2.1 Contrainte limite 9

I.7. Actions et sollicitations :..... 10

I.7.1. Combinaisons d'action donnée par le RPA 10

I.8. Conclusion 10

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

Introduction..... 11

II.1 Pré dimensionnement des éléments..... 11

II.1.1 Disposition des poutrelles, et position des dalles pleines :..... 11

II.2 Les poutres 15

II.3 Les planchers 17

II.4 Les escaliers..... 21

II.5 La poutre palière 25

II.6 Les poutres de chaînage 26

II.7 Les voile 26

II.8 Les poteaux.....	28
II.8.1 L'évaluation des chargements.....	28
II.8.2 Descente de charge sur le poteau le plus sollicité	32
Conclusion :	39
Chapitre III: Etude des éléments secondaires	
Introduction.....	40
III.1. Etude des poutrelles.....	40
III.1.1. Calcul des poutrelles	40
III.1.2. Les types de poutrelles.....	40
III.1.4. Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles	45
III.1.5. Les vérifications nécessaires	48
III.2. Etude des dalles pleines	56
III.2.1. Méthode de calcul des sollicitations	56
III.2.2. Calcul de Ferrailage	57
III.2.3. Vérification à l'ELU	58
III.2.4. Vérifications à l'ELS.....	59
III.2.5. Schéma de ferrailage	61
III.3. Etude de l'escalier	62
III.3.1. Exemple de calcul	62
III.3.1.1. Calcul des sollicitations.....	62
III.3.1.2. Calcul du ferrailage.....	63
III.3.2. Vérifications.....	63
III.3.4. Schéma de ferrailage	64
III.4. Etude de la Poutre palière.....	65
III.4.1. Calcul de la poutre palière	65
III.4.2 Vérification à l'ELU	66
III.4.3. Schéma de Ferrailage	70
III.5. Etude de La poutre de chainage.....	70
III.6. Etude de L'acrotère	73
III.6.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées	74
III.6.2. Schémas de ferrailage	76
Définition	76
III.7.1. Dimensionnement de la dalle	77
III.7.2. Evaluation des charges	79
III.7.3. Calcul du ferrailage.....	80
III.7.4. Etat limite de déformation (Flèche)	82

III.7.5. Schémas de ferrailage :	83
Chapitre IV: Etude dynamique	
Introduction.....	84
IV.1. Modélisation	84
IV.2. Le choix de type de contreventement :	85
IV.3. Méthode de calcul.....	85
IV.4. Spectre de réponse de calcul	89
IV.4.1 Définition du spectre de réponse de calcul	89
IV.4.2. Résultats obtenus après modélisation.....	90
IV.4.2.1. Disposition et longueur des voiles	90
IV.4.2.2. Analyse modale	92
IV.5 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	94
IV.5.1 Période de vibration et participation massique.....	94
IV.5.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	96
IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques :.....	96
IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	98
IV.5.5. Vérification du dépassement inter étage.....	99
IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	100
Conclusion	102
Chapitre V: Etudes des éléments structuraux	
Introduction.....	103
V.1. Ferrailage des poteaux.....	106
V.2. Vérifications relatives aux poteaux :.....	111
V.3. Schéma de ferrailage :.....	115
V.4.Etude des poutres	117
V.4.1. Recommandations	117
V.4.2. Sollicitation et ferrailage des poutres	118
V.4.3. Les Vérifications nécessaire	120
V.4.4. Schéma de ferrailage.....	125
V.5.Etude des voiles	127
V.5.1. Introduction	127
V.5.2. Calcul des voiles	129
V.5.3. Le ferrailage longitudinale et transversale opté pour tous les voiles :	137
V.5.4. Schéma de ferrailage.....	139
Conclusion	139

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Introduction :.....	140
VI.1 Choix du type de fondation.....	140
VI.2 Pré dimensionnement du radier	144
VI.3 Vérification diverse :	146
VI.4 Ferrailage du radier général.....	149
VI.5 : Etude des nervures.....	151
VI.6 Ferrailage des nervures	155
VI.7 Etude du voile périphérique.....	159
VI.7.1 Calcul du ferrailage.....	160
VI.7.2 Schéma de ferrailage.....	164
Conclusion :	164
Conclusion générale	165
Bibliographies	
Annexes	

Liste des figures

Figure I.1 Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge.....	5
Figure I.2 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....	6
Figure I.3 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.....	7
Figure I.4 Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	9
Figure II.1 Disposition des poutrelles plancher RDC.....	11
Figure II.2 Disposition des poutrelles étage 1.....	12
Figure II.3 Disposition des poutrelles étage 5.....	13
Figure II.4 Disposition des poutrelles étage 6.....	14
Figure II.5 Disposition des poutrelles étage 7.....	15
Figure II.6 Coupe transversale d'un plancher corps creux.....	18
Figure II.7 Section d'une poutrelle.....	18
Figure II.8 Dalle sur 2 appuis perpendiculaires.....	20
Figure II.9 Dalle sur 3 appuis	21
Figure II.10 Dalle sur 4 appuis	21
Figure II.11 Vue en plan escalier de l'étage courant.....	22
Figure II.12 Schéma statique de l'escalier étage courant.....	22
Figure II.13 Vue en plan et schéma statique de l'escalier RDC.....	24
Figure II.14 Coupe transversale d'un voile de contreventement.....	26
Figure II.15 Coupe transversale d'un poteau.....	32
Figure II.16 Surface afférente du poteau c17.....	34
Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle Type 1.....	42
Figure III.2 Diagramme des moments sur la poutrelle à l'ELS.....	43
Figure III.3 Diagramme des moments sur la poutrelle à l'ELU.....	43
Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants sur la poutrelle	44
Figure III.5 Schéma de la dalle pleine.....	56
Figure III.6 Détaille ferrailage de dalle pleine 1.....	61
Figure III.7 Détaille ferrailage de dalle pleine 2.....	61
Figure III.8 Détaille ferrailage de dalle pleine 3.....	61
Figure III.9 Schéma statique de l'escalier.....	62
Figure III.10 Schéma de ferrailage de l'escalier.....	64
Figure III.11 Schéma statique de poutre palière.....	65

Figure III.12 Section creuse équivalente.....	67
Figure III.13 Détaille schéma de ferrailage de la poutre palière.....	70
Figure III.14 détaille schéma de ferrailage des poutres de chaînages.....	72
Figure III.15 Acrotère.....	73
Figure III.16 Sollicitations de l'acrotère.....	73
Figure III.17 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	76
Figure III.18 Dimension de l'ascenseur. Dimension de l'ascenseur.....	76
Figure III.19 Illustration de la surface d'impact.....	78
Figure III.20 Ferrailage de la dalle salle machine.....	83
Figure IV.1 Spectre de réponse pour les deux sens X et Y.....	89
Figure IV.2 Vue en plan de la disposition des voiles.....	90
Figure IV.3 Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16.....	91
Figure IV.4 Vue en plan de 1 ^{er} mode de translation selon y.....	92
Figure IV.5 Vue en plan de 2 ^{eme} mode de translation selon x.....	93
Figure IV.6 Vue en plan de 3 ^{eme} mode de torsion selon z.....	94
Figure V.1 Armature transversale dans la zone nodale.....	118
Figure V.2 Moments résistants au niveau de la zone nodale.....	122
Figure V.3 Schéma de ferrailage voile V_{x_1}	139
Figure VI.1 Semelle isolée.....	141
Figure VI.2 Semelle filante.....	142
Figure VI.3 Le panneau le plus sollicité.	149
Figure VI.4 Détaille schéma de ferrailage du radier.....	151
Figure VI.5 Schéma des lignes de rupture du radier.....	152
Figure VI.6 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x- x.....	153
Figure VI.7 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y- y.....	154
Figure VI.8 Coupe d'une nervure sens x-x.....	156
Figure VI.9 Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.....	158
Figure VI.10 Poussées des terres sur les voiles périphériques.....	159
Figure VI.11 diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique	160
Figure VI.11 ferrailage du voile périphérique.....	164

Liste des tableaux

Tableau II.1 Tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines.....	20
Tableau II.2 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....	28
Tableau II.3 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible.....	28
Tableau II.4 Évaluation des charges revenant au plancher courant et commercial.....	29
Tableau II.5 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine balcon.....	29
Tableau II.6 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine terrasse inaccessible...	30
Tableau II.7 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant.....	30
Tableau II.8 Évaluation des charges des murs double cloison.....	31
Tableau II.9 Evaluation des charges revenant au palier étage courant et RDC.....	31
Tableau II.10 Evaluation des charges revenant aux volées RDC et étage courant	32
Tableau II.11 Section des poteaux pour les différents niveaux.....	33
Tableau II.12 Descente de charge du poteau C17.....	35
Tableau II.13 Résumé de la vérification à la résistance des poteaux.....	37
Tableau II.14 Résumé de la vérification au flambement des poteaux.....	38
Tableau III.1 Différents types de poutrelles dans les plancher.....	41
Tableau III.2 Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle.....	42
Tableau III.3 Sollicitations pour chaque type de poutrelles.....	44
Tableau III.4 Sollicitation maximale dans les poutrelles.....	45
Tableau III.5 Résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux.....	48
Tableau III.6 Vérification de la flèche dans les différents niveaux.....	53
Tableau III.7 Détaille schéma de ferrailage des poutrelles RDC.....	55
Tableau III.8 Détaille schéma de ferrailage des poutrelles étage courant.....	55
Tableau III.9 Détaille schéma de ferrailage des poutrelles terrasse.....	56
Tableau III.10 Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines.....	57
Tableau III.11 Sollicitations et ferrailage dans les dalles.....	58
Tableau III.12 Récapitulatif des vérifications au cisaillement dans différents types de dalles.....	58
Tableau III.13 Récapitulatif des vérifications des contraintes.....	59
Tableau III.14 Récapitulatif des vérifications de la flèche.....	60
Tableau III.15 Ferrailage longitudinale de l'escalier.....	63

Tableau III.16 Vérifications des contraintes dans le béton.....	64
Tableau III.17 Vérification des conditions et calcul de la flèche pour les différents types.....	64
Tableau III.18 Ferrailage longitudinale de la poutre palière.....	66
Tableau III.19 Ferrailage longitudinale de la poutre palière.....	68
Tableau III.20 Récapitulatifs de calcul a torsion.....	69
Tableau III.21 Vérification des contraintes dans le béton.....	70
Tableau III.22 Ferrailage longitudinale de la poutre de chainage.....	71
Tableau III.23 Récapitulatifs des vérifications des contraintes.....	72
Tableau III.24 Ferrailage de la salle machine.....	81
Tableau III.25 Vérification de l'effort tranchant de la salle machine.....	82
Tableau III.26 Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle salle machine.....	82
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités.....	88
Tableau IV.2 Période et taux de participation massique de la structure.....	95
Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	96
Tableau IV.4 Vérification de l'interaction verticale.....	97
Tableau IV.5 Vérification de l'interaction horizontale.....	97
Tableau IV.6 Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage.....	98
Tableau IV.7 Vérification des déplacements entres étages sens xx.....	99
Tableau IV.8 Vérification des déplacements entres étages sens yy.....	100
Tableau IV.9 Vérification des effets du second ordre sens xx.....	101
Tableau IV.10 Vérification des effets du second ordre sens yy.....	102
Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales dans les poteaux.....	104
Tableau V.2 Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux.....	105
Tableau V.3 Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage.....	107
Tableau V.4 Ferrailage transversale des poteaux.....	110
Tableau V.5 Vérification des armatures transversales pour chaque étage.....	111
Tableau V.6 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage.....	112
Tableau V.7 Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux	113
Tableau V.8 Vérification au cisaillement des poteaux.....	114
Tableau V.9 Schéma de ferrailage dans les différents poteaux.....	115
Tableau V.10 Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres	

principales chaque étage.....	118
Tableau V.11 Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage.....	119
Tableau V.12 Vérification des contraintes tangentielles.....	121
Tableau V.13 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	121
Tableau V.14 Vérification de l'état limite de déformation.....	122
Tableau V.15 Les moments résistants dans les poteaux.....	123
Tableau V.16 Les moments résistants dans les poutres principales.....	123
Tableau V.17 Les moments résistants dans les poutres secondaires.....	123
Tableau V.18 Vérification de la zone nodale dans le sens principale.....	124
Tableau V.19 Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire.....	124
Tableau V.20 Schémas de ferrailages des poutres.....	125
Tableau V.21 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	132
Tableau V.22 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	133
Tableau V.23 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	134
Tableau V.24 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	135
Tableau V.25 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	136
Tableau V.26 ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x1}	137
Tableau V.27 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x2}	137
Tableau V.28 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x3}	138
Tableau V.29 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y1}	138
Tableau V.30 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{y2}	138
Tableau VI.1 Ferrailage de radier.....	150
Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS.....	152
Tableau VI.3 Ferrailage du radier à l'ELS.....	151
Tableau VI.3 Les chargements sur les travées sens x-x.....	154
Tableau VI.4 Les chargements sur les travées sens y-y.....	154
Tableau VI.5 Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x.....	155
Tableau VI.6 Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y.....	155
Tableau VI.7 sollicitation maximale sur les nervures.....	155
Tableau VI.8 Résultats de ferrailage des nervures.....	156
Tableau VI.9 Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	157
Tableau VI.10 Ferrailage à l'ELS.....	157

Tableau VI.11 Sections d'armatures du voile périphérique.....	161
Tableau VI.12 Vérification des contraintes dans les voiles périphériques.....	163
Tableau VI.13 Sections d'armatures calculées à l'ELS.....	163

Symboles et notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C:coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage T

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU:Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_d, E_c: Sont les modules de déformation.

e_v: épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji}: la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi}: la flèche correspondant à q.

f_{gv}: la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H :ht: hauteur totale du plancher.

H₀ : épaisseur de la dalle de compression.

he: hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service. .

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x= distance entre nus de poutrelles.

L_y= distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_g et M_d: Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n: est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN). hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

et : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement. gPdP

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂:période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W:poids propre de la structure.

W:Charges d'exploitation. Q_i

W:poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels. G_i

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

ht : hauteur total du radier (m).

h : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. N

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g: Contrainte correspondant à g.

σ_q: Contrainte correspondant à q.

γ_w: Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ:Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, calcul, contrôle suivi et expertise et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Notre travail consiste à l'étude d'un bâtiment de sept étages plus un sous-sol et un rez de chaussée, contreventé par un système mixte (voile-portique) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Le présent travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escalier et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée à l'aide du logiciel ETAPS 2016 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. Le cinquième chapitre concerne le calcul des éléments structuraux : les poteaux, les poutres, les voiles, ont été ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre.

Le choix du type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du sixième chapitre.

Nous terminons, notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.1. Présentation du projet

L'ouvrage objet de notre étude est un immeuble en R+7 étages. Cet ouvrage est à usage multiple (commerces au RDC et habitation aux autres niveaux). Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia (Aboudaw), qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité.

Implantation de l'ouvrage

Le bâtiment sera réalisé à Bejaia dans le lieu-dit MERDJ AOUASSI village ABOUDAW commune TALA HAMZA il est limité à l'est par un terrain de la propriété des héritiers de BAHLOUL EL HACHEMI et l'ouest par le chemin communal menant vers le campus ABOUDAW et au nord la propriété BAHLOUL ALLAOUA et sud par un passage piéton menant le champ.

I.2. Caractéristique de la structure**➤ Caractéristique Géométrique**

Le bâtiment présenté dans les figures la longueur de la structure à la base est de 20.85m et sa largeur est de 17.60m de sous-sol jusqu'à la terrasse. En élévation le bâtiment est de forme régulière de hauteur totale de 26.18m. La hauteur de sous-sol est de 3 m et la hauteur de rez de chaussé est de 3.06m et les autres niveaux ont une hauteur de 2.89m.

➤ Données géotechniques du sol d'assise

L'étude géotechnique effectuée sur le sol qui consiste en essais in-situ (carottage, essais pressiométrique et pénétromètre dynamique lourd), et essais au laboratoire ont

déterminé les caractéristiques du sol d'assise qui est constitué d'une couche argiles limono-sableuse ce qui est donne que le sol est classé selon RPA en catégorie **S3 (sol meuble)**.

Les essais de laboratoire préconise un mode de fondation superficielle, ancré à partir de **4m** de profondeur selon la zone A, en appliquant une contrainte admissible : $\sigma_{adm} = 1.5 \text{bars}$.

I.3.Description structurale

Les planchers à corps creux : sont des planchers constitue de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide, il repose sur des poutrelles qui assure la transmission des charges aux éléments porteurs.

➤ **Les planchers en dalle pleine** : sont des planchers en béton armé seulement reposant sur un ensemble d'appuis, qui sont soit des poutres ou des voiles en béton armé, ils sont généralement utilisés pour plancher à surcharge élevée.

➤ **Les escaliers** :Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

➤ **Les maçonneries** : les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse en double cloisant de 30cm d'épaisseur séparer par une lame d'air de 5cm.

Les murs intérieurs sont des murs de séparation seront réalisées en brique creuse de 10cm.

➤ **Les poutres** :sont des éléments porteurs horizontaux servant à transmettre les charges du plancher aux éléments porteurs verticaux (poteaux).

➤ **Les poteaux** :sont des éléments porteurs verticaux servant à transmettre les charges qui leurs sont transmises par les poutres aux fondations.

➤ **Les voiles de contreventement** : est un élément porteur rigide en béton armé destiné à transmettre les charges latérales dans la fondation

I.4.Règlements et normes utilisés

- RPA99/Version 2003« Règlements Parasismiques Algériennes »
- CBA 93 « code de béton armé »
- BAEL 91/version 99 « béton armé aux états limite »
- DTR B.C.2.2 « document technique règlementaire charge et surcharge »
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles

I.5. Les Hypothèse de calcul

I.5.1. Etat limite ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation $(\sigma; \varepsilon)$ de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.5.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (I.3.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques

$$(\sigma = E\varepsilon).$$

- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ Avec E_s : module de Young de l'acier ;

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux

I.6.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction Composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés. C'est le matériau le plus utilisé au monde que ce soit en bâtiments ou en travaux publics.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à 450daN/cm² mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

I.6.1.1. La résistance caractéristique à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16x32. Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad S_{ij} \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad S_{ij} \leq 28 \text{ j}$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95} f_{c28} \quad S_{ij} \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad S_{ij} > 28 \text{ j}$$

j : nombre de jour.

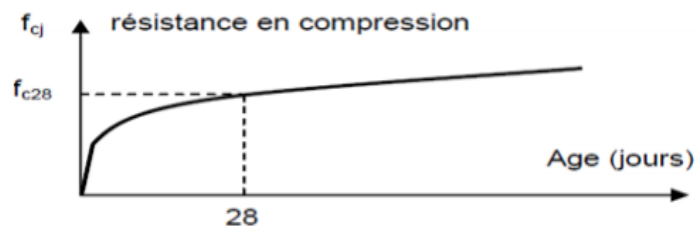


Figure I.1 Evolution de la résistance en compression du béton en fonction de son âge

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment (CPA 325) la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

I.6.1.2. La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à jour à j jour noté f_{tj} est conventionnellement définie par les relations

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{t28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{t28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours $f_{t28} = 2.1$ MPa

I.6.1.3. Contrainte limite

a) Etat limite ultime (ELU)

❖ Contrainte limite de compression

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole rectangle suivant

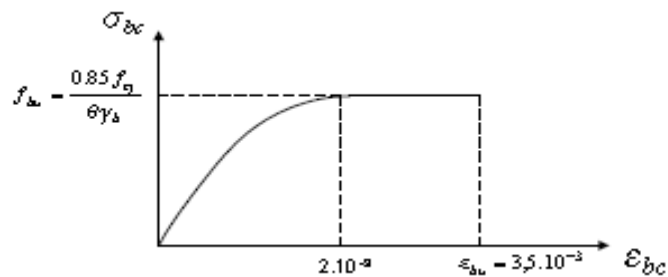


Figure I.2 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.

- f_{bu} Contrainte ultime du béton en compression.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

- γ_b Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.} \\ 1.15 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

➤ Θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

$$\Theta = \begin{cases} 0,8 & \text{si la durée est inférieure à 1h.} \\ 1 & \text{si la durée est supérieure à 24h.} \\ 0,9 & \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \end{cases}$$

On prend : $\Theta = 1$.

$$f_{bu} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires.} \\ 18,48 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles.} \end{cases}$$

❖ **Contraintes admissibles de cisaillement du béton**

✓ Pour la fissuration peut nuisible (FPN) : $\tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \tau = 3,33 \text{ MPa} & \text{cas durable.} \\ \tau = 4,35 \text{ MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$$

✓ Pour la fissuration nuisible (FN) : $\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \tau = 2,5 \text{ MPa} & \text{cas durable.} \\ \tau = 4,26 \text{ MPa} & \text{cas accidentel.} \end{cases}$$

b) état limite de service CBA93 (Art A.4.5.2).

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

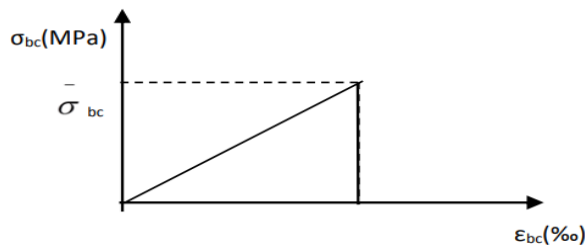


Figure I.3 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

I.6.1.4. Déformation longitudinale du béton

❖ Le module de déformation longitudinal instantané

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

❖ Le module de déformation longitudinal différé

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$$

❖ Le module de déformation transversal

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(v + 1)}$$

Coefficient de poisson « v » :

C'est rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales.

$$v = \begin{cases} 0 & \text{a l'ELU} \\ 0,2 & \text{a l'ELS} \end{cases}$$

$$G = \begin{cases} 16082,1 & \text{a l'ELU} \\ 13401,67 & \text{a l'ELS} \end{cases}$$

I.6.2. L'acier

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

$$f_{eE400} = 400 \text{ MPa.}$$

I.6.2.1 Contrainte limite

a) Etat limite ultime

Pour le calcul on adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

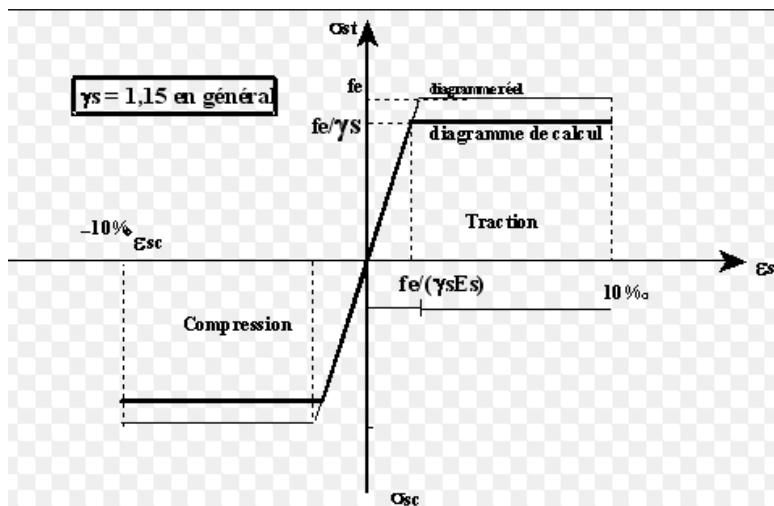


Figure I.4 Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{situation accidentelle} \\ 1,15 & \text{situation courante} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 400 & \text{situation accidentelle} \\ 348 & \text{situation courante} \end{cases}$$

b) Etat limite de service :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire

$$\text{Fissuration nuisible : } \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration très nuisible : } \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) = 164,97 \text{ MPa.}$$

I.7. Actions et sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

I.7.1. Combinaisons d'action donnée par le RPA

$$\text{Situation durable : } \begin{cases} \text{ELU} & 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} & G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G + Q \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0,8G + Ex \\ 0,8 G + Ey. \end{cases}$$

I.8. Conclusion

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et une résistance à la traction de 2.1 MPa, on distingue deux modules d'élasticité du béton, instantané est de 32164.2MPa et différé de 10818.87 MPa,

On utilise aussi un acier de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction et à la compression et un module d'élasticité de 200000MPa.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 version 2003, BAEL 91 et au CBA93. La transmission des charges verticales se fait comme suit :

Charges et surcharges → *planchers* → *poutres* → *poteaux* → *fondations* → *sol*.

II.1 Pré dimensionnement des éléments

II.1.1 Disposition des poutrelles, et position des dalles pleines :

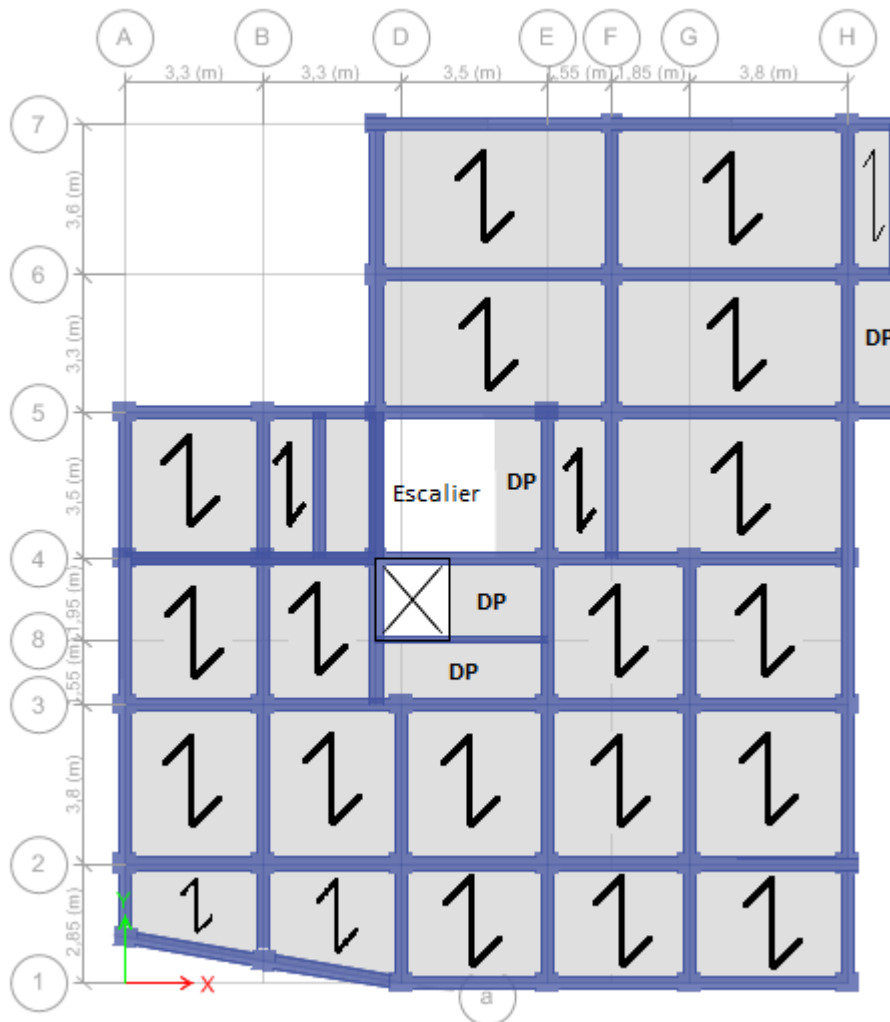


Figure II.1 Disposition des poutrelles plancher RDC

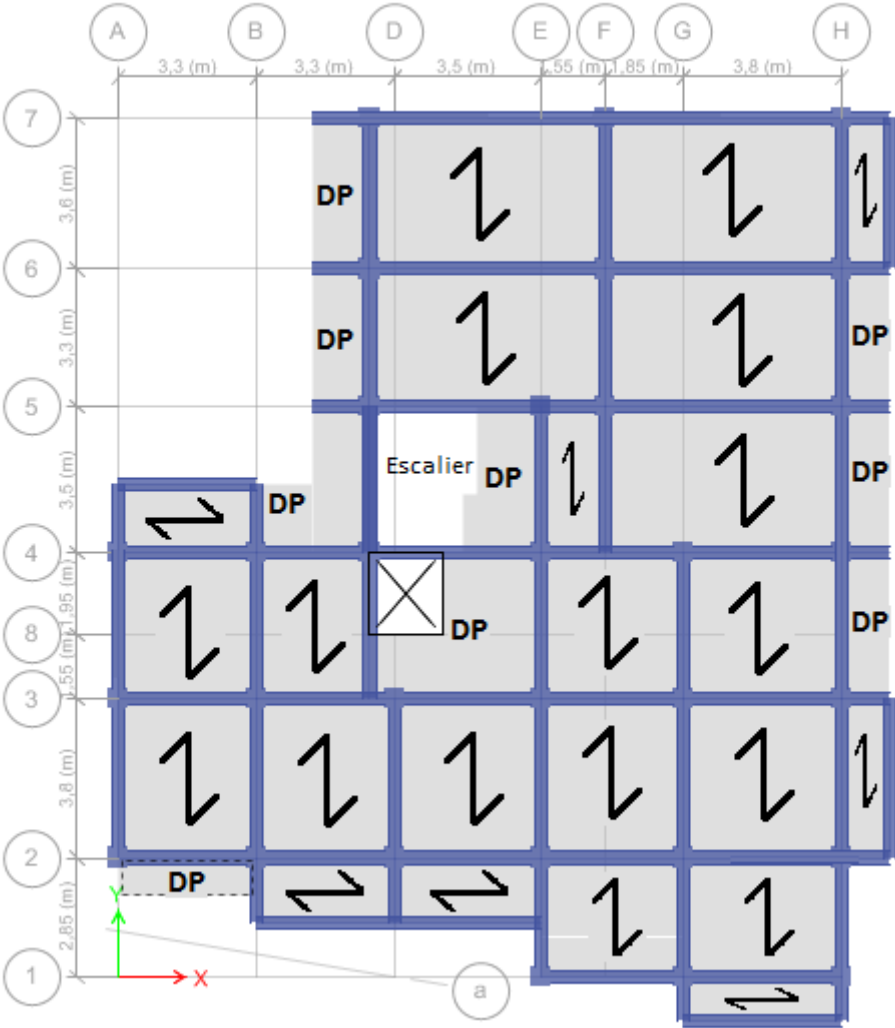


Figure II.2 Disposition des poutrelles étage 1

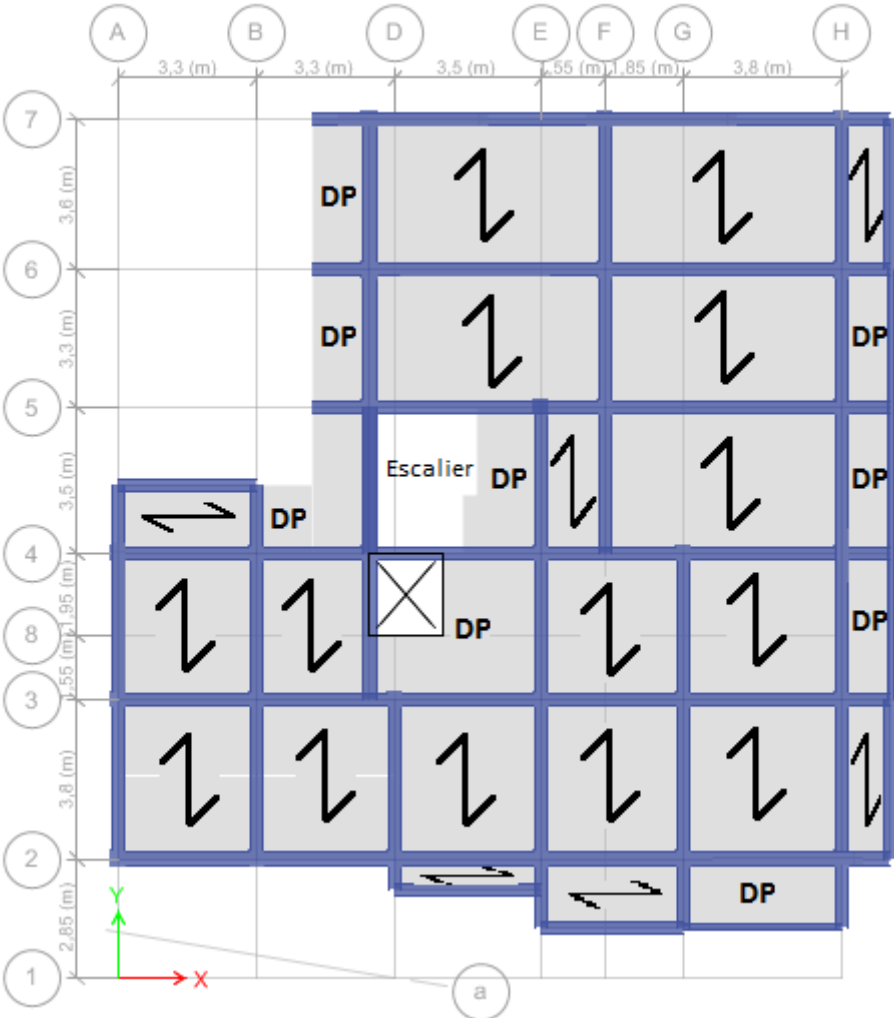


Figure II.3 Disposition des poutrelles étage 5

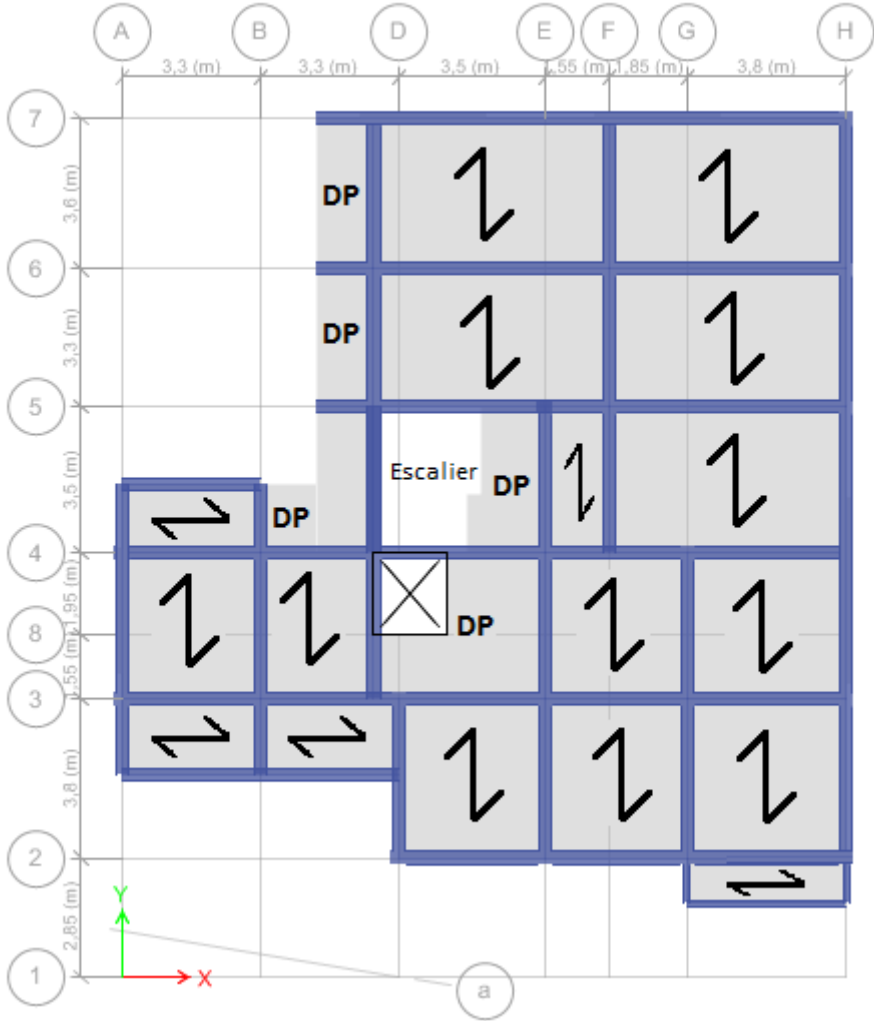


Figure II.4 Disposition des poutrelles étage 6

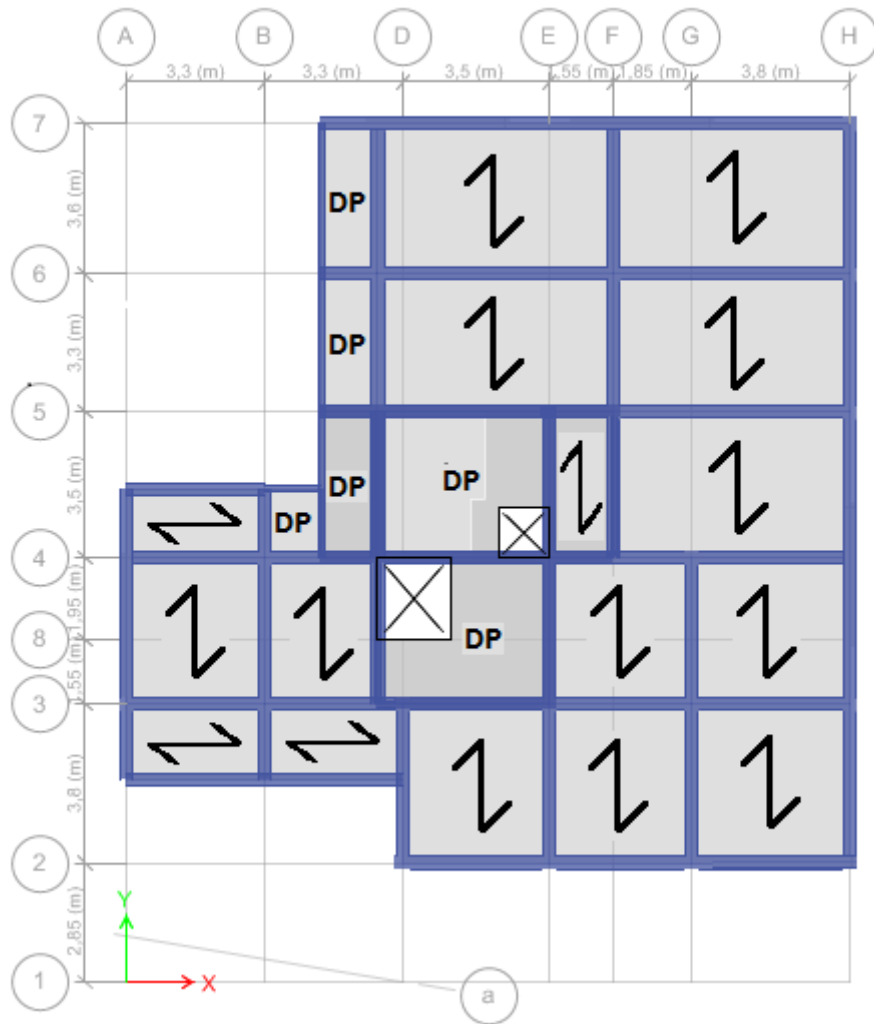


Figure II.5 Disposition des poutres étage 7

II.2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui ont un rôle porteur dans la structure en transmettant les chargements verticaux au poteaux. Il assure aussi un rôle de stabilité via les actions accidentelles.

• Les poutres principales suivant le sens (XX)

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions de flèche donnée par le BAEL 91

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad , \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec L_{max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{\max} = 565 - 30 = 535 \text{ cm}$$

$$\frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10}, \quad 12 \leq b \leq 28$$

$$\Rightarrow 35.66 \text{ cm} \leq h \leq 53.5 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions du RPA 99

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$Vérifiée
- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$Vérifiée (**RPA 99 Art.7.5.1**)
- $\frac{h}{b} = 1.33 < 4.00$Vérifiée

• Les poutres secondaires suivant le sens (YY)

Ses dimensions doivent satisfaire les conditions de flèche donnée par le BAEL 91

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec L_{\max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{\max} = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23,33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions du RPA93

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$Vérifiée
- $h=35\text{cm}>30\text{cm}$Vérifiée (RPA99Art.7.5.1)
- $\frac{h}{b} = 1 < 4.00$Vérifiée

II.3 Les planchers

Les plancher sont des éléments horizontaux destinés à reprendre les charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, ils sont aussi conçus pour transmettre l'action accidentelle (vent, séismes, choc, ...Etc.) Par l'action diaphragme des planchers aux éléments de contreventement. Et on en distingue deux :

- **Plancher corps creux**

Ce type de plancher est utilisé dans la construction, les bâtiments à usage courant, ce plancher a pour avantage qu'il est économique, facile à réaliser et procure une bonne isolation thermique et phonique. Il se constitue de corps creux, poutrelles et une dalle de compression.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation suivant : $\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nus d'appui de deux poutres dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 380 - b_{\text{poutre}} = 380 - 30 = 350 \text{ cm} \quad , \quad 14 \leq h \leq 17,5$$

soit un plancher de 20cm pour tous les niveaux

16cm : hauteur du corps creux

4cm : hauteur de la dalle de compression

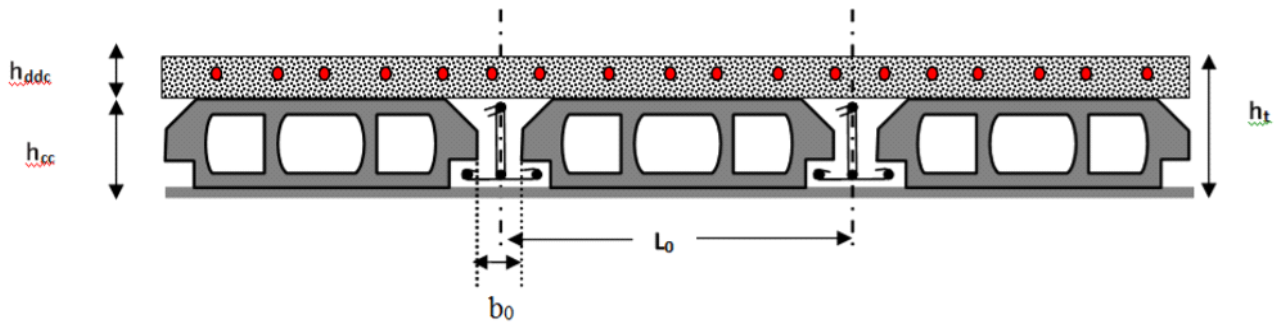


Figure II.6 Coupe transversale d'un plancher corps creux

h_{ddc} : Hauteur de la dalle de compression

h_{cc} : Hauteur du corps creux

b_0 : la largeur de la poutrelle

l_0 : entre axe des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher

• Poutrelle

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères essentiels, le critère de la petite portée (a pour but de réduire la flèche) et le critère de la continuité (pour avoir le maximum d'appuis).

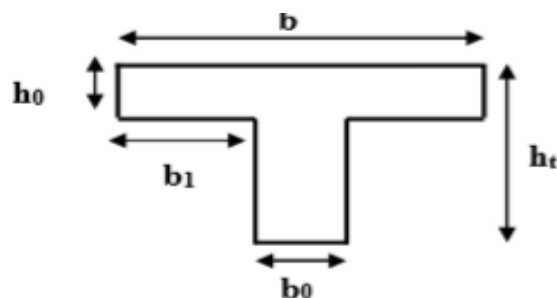


Figure II.7 Section d'une poutrelle

b_0 : Largeur de la poutrelle

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

h_t : Hauteur total du plancher

$$0.4*ht \leq b_0 \leq 0.6*ht$$

$$8\text{cm} \leq b_0 \leq 20\text{cm}$$

$$b_0 = 10\text{cm}$$

$$b - \frac{b}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{2}\right)$$

Avec L_x : distance entre nus d'appuis de face de deux poutrelles

L_y : travée minimale des poutrelles dans le sens de leurs dispositions

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

$$b - \frac{10}{2} \leq \min(27.5, 25.5)$$

$$b \leq 28.5 * 2 + 10$$

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

Soit $b = 65\text{cm}$

- **Plancher dalles pleines**

On dimensionne une dalle pleine suivant les critères si dessous :

Pour la Résistance au feu on doit vérifier si :

$h \geq 7\text{cm}$ → pour une heure de coupe-feu.

$h \geq 11\text{cm}$ → pour deux heures de coupe-feu.

$h \geq 14\text{cm}$ → pour trois heures de coupe-feu.

Pour l'isolation phonique Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

• La résistance à la flexion

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{Dalle sur un appuis}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \geq 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \leq 0,4$$

Avec L_x : la petite dimension de la dalle

L_y : la plus grande dimension de la dalle

Tableau II.1 Tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines

Panneaux	Appuis	L_x (m)	L_y (m)	LX/LY	E	echoisi (cm)
DP1	2 appuis perpendiculaires	1.2	1.5	0.80	$e \geq 1.2/20$	14
DP2	3 appuis	1.5	3.00	0.5	$3.33 \leq e \leq 3.75$	14
DP3	4 appuis	3.20	3.80	0.84	$7.11 \leq e \leq 8$	14

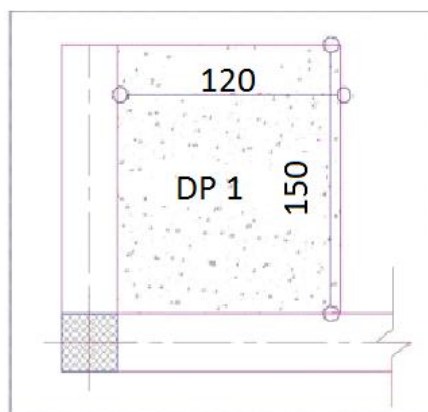


Figure II.8 Dalle sur 2 appuis perpendiculaires

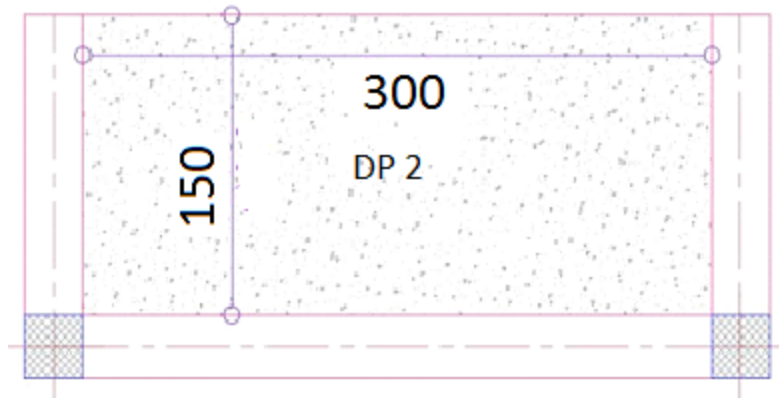


Figure II.9 Dallesur 3 appuis

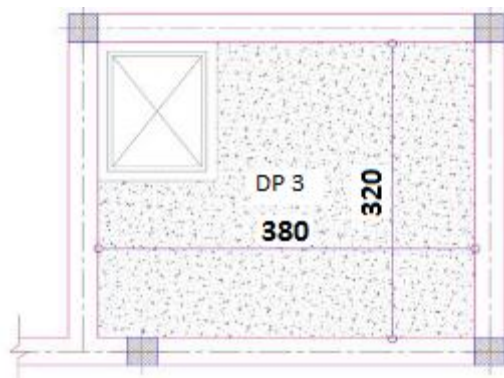


Figure II.10 Dalle sur 4 appuis

II.4 Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

Dimensionnement

- Escalier étage courant :

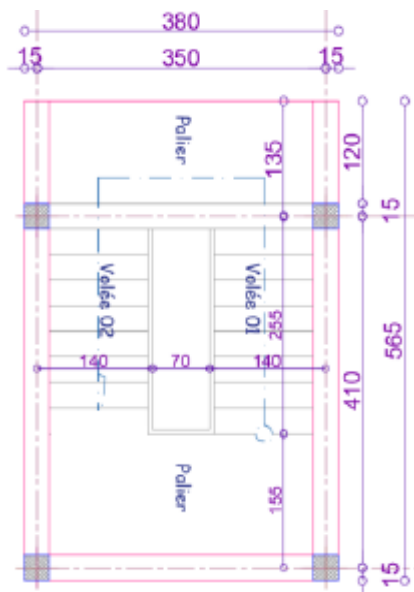


Figure II.11 Vue en plan escalier de l'étage courant

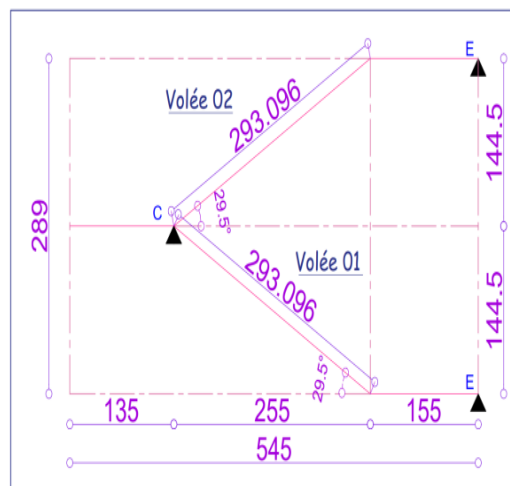


Figure II.12 Schéma statique de l'escalier étage courant

Les dimensions g et h doivent satisfaire la relation de blondel suivante :

$$60\text{cm} \leq 2 \cdot h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Calcul de la hauteur d'une contremarche (h) et du giron (g) :

On a : H = 289 cm ; L0 = 240 cm.

D'après le plan d'architecture :

Nous avons huit marches dans la première volée et sept dans la deuxième volée

Donc : $n = 17$ contre marches.

D'après la formule de BLONDEL, on a :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{289}{17} = 17 \text{ cm}$$

Nombre de giron pour huit marches par volée :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

On a:

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

{ Le giron d'une marche est: $g = 30 \text{ cm}$.
{ La hauteur d'une contremarche est: $h = 17 \text{ cm}$.

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{144.5}{255} \right) \approx 29.53^\circ$$

$$L_v = \sqrt{255^2 + 144.5^2} = 293.096 \text{ cm}$$

$$L = 403.096 \text{ cm}$$

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

$$\frac{403.096}{30} \leq e \leq \frac{403.096}{20}$$

$$13.43 \leq e \leq 20.15$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

Escalier RDC :

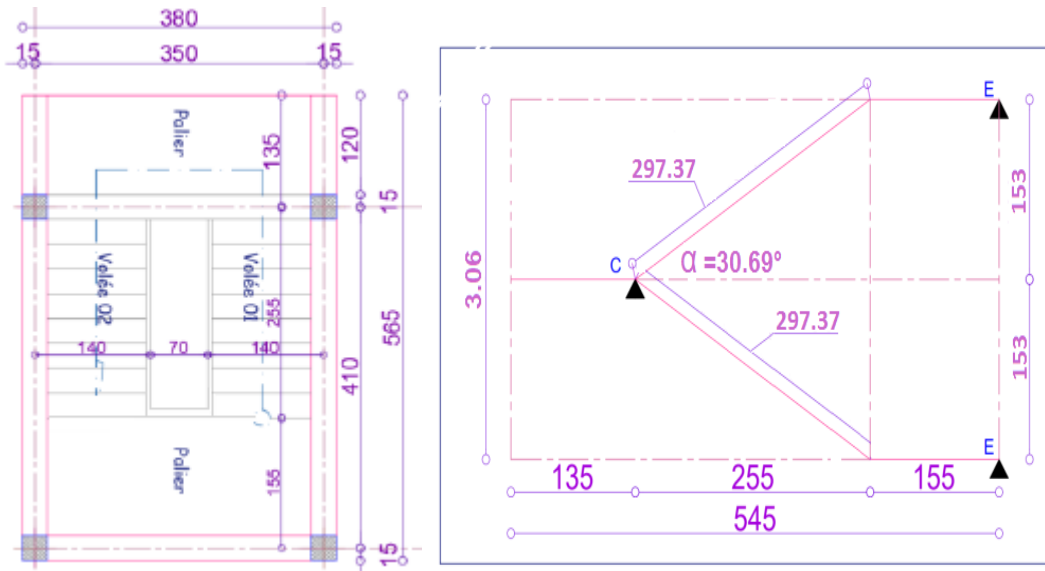


Figure II.13 Vue en plan et schéma statique de l'escalier RDC

Calcul de la hauteur d'une contremarche (h) et du giron (g):

On a: $H = 306 \text{ cm}$; $L_0 = 240 \text{ cm}$.

D'après le plan d'architecture, Nous avons huit marches par volée. Donc : $n = 18$ contre marches.

D'après la formule de BLONDEL, on a :

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

Nombre de giron pour huit marches par volée :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On a: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times 16.05 + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

60 cm ≤ 62.1cm ≤ 65 cm.....Vérifiée.

Donc :

$$\begin{cases} \text{Le giron d'une marche est: } g = 30\text{cm} \\ \text{La hauteur d'une contre marche est : } h = 17\text{ cm} \end{cases}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$.

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(153/255) \approx 30.96^\circ$$

$$L_v = \sqrt{255^2 + 153^2} = 297.37\text{ cm}$$

$$L = 407.37\text{cm}$$

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

$$\frac{407.37}{30} \leq e \leq \frac{407.37}{20} \Rightarrow 13.57 \leq e \leq 20.36$$

On prend : $e = 15\text{ cm}$.

II.5 La poutre palière

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : longueur maximale en nu d'appui des poutres

$$L = 350 - 30 = 320\text{ cm}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$21.33\text{cm} \leq h \leq 32\text{ cm}$$

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

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

Vérification des conditions du RPA 93

$B = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$Vérifié

$h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$Vérifié

$\frac{h}{b} = 1 < 4.00$Vérifié

II.6 Les poutres de chaînage

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec L_{\max} : longueur maximal en nu d'appui des poutres

$$L_{\max} = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h_0 \leq \frac{350}{10}$$

$$23,33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

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

$b = 30 \text{ cm}$ est pris de manière forfaitaire

II.7 Les voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé qui assure le rôle de reprendre les charges sismiques essentiellement.

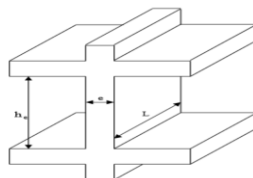


Figure II.14 Coupe transversale d'un voile de contreventement

Trois type de voile (selon L'article de RPA)

Voile sous-sol et RDC

- 1) Voile avec 2 about :

$$e \geq \max \left(\frac{L_{\max}}{25}, 15 \text{ cm} \right)$$

$h_e = \text{hauteur d'étage} - \text{la hauteur de la poutre}$

$$h_e = 300 - 40$$

$$h_e = 260 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left(\frac{260}{25}, 15 \text{ cm} \right),$$

$$e \geq \max (10.4, 15 \text{ cm}) ,$$

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

$$2) \text{ voile avec 1 about : } e \geq \max \left(\frac{L_{\max}}{22}, 15 \text{ cm} \right)$$

$$e \geq \max \left(\frac{260}{22}, 15 \text{ cm} \right),$$

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

• Voile de l'étage courant

$h_e = \text{hauteur d'étage} - \text{la hauteur de la poutre}$

$$h_e = 289 - 40$$

$$h_e = 249 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left(\frac{249}{20}, 15 \text{ cm} \right),$$

$$e \geq \max (12.45, 15 \text{ cm})$$

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

II.8 Les poteaux

II.8.1 L'évaluation des chargements

L'ingénieur ou le concepteur doit évaluer en premier lieu quels sont les chargements s'exerçant sur la structure permanente soit-il ou bien d'exploitation, ces charges comprennent le poids des éléments (revêtement, chape,etc.)

- Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,02	0.12
Isolation thermique	/	0,04	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,2
Corps creux (16+4)	/	0.2	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G			6.53
Charge d'exploitation Q			1

- Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible

Tableau II.3 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Forme de pente	/	0.1	2,2
Plancher corps creux (16+4)	/	/	2.85
Isolation thermique	/	0.04	0.16
Etanchéité multicouche	/	0.02	0.12
Enduit en ciment	10	0.015	0.15
Charge permanent G			6.28
Charge d'exploitation Q			1.5

- **Évaluation des charges revenant au plancher courant et commercial**

Tableau II.4 Évaluation des charges revenant au plancher courant et commercial

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher corps creux (16+4)	/	/	2.85
Cloisons	9	0.1	0.9
Enduit en ciment	10	0.015	0.15
Charge permanent G			5.06
Charge d'exploitation Q étage courant			1.5
Charge d'exploitation Q RDC			5

- **Evaluation des charges revenant à la dalle pleine balcon**

Tableau II.5 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine balcon.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	/	0,04	0,4
Lit de sable	18	0,02	0.36
Dalle pleine	25	0.1	3.5
Enduit de plâtre	10	0,02	0,15
Charge permanent G			4.81
Charge d'exploitation Q			3.5

- Evaluation des charges revenant à la dalle pleine de terrasse inaccessible

Tableau II.6 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,020	0.12
Isolation thermique	2.5	0,040	0,1
Forme de pente	22	0,1	2,20
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de plâtre	10	0,02	0,15
Charge permanent G			6.87
Charge d'exploitation Q			1

- Evaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant :

Tableau II.7 Évaluation des charges revenant à la dalle pleine étage courant

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de ciment	14	0,02	0,28
Cloisons	1	0.1	0.9
Charge permanent G			5.84
Charge d'exploitation Q			1.5

- Evaluation des charges dues au mur double cloison

Tableau II.8 Évaluation des charges des murs double cloison

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse 10cm	/	0.10	0.9
Brique creuse 15cm	/	0.10	1.3
Enduit de plâtre	/	0.02	0.2
Charge permanent G			2.76

- Evaluation de charge revenant au palier étage courant et RDC

Tableau II.9 Evaluation des charges revenant au palier étage courant et RDC

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Paillasse	25	0.14	13.5
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanent G			4.86
Charge d'exploitation Q			2.5

• Evaluation des charges revenant aux volées RDC et étage courant

• **Tableau II.10** Evaluation des charges revenant aux volées RDC et étage courant

N°	Couche		Poids surfacique(KN/m ²)	Epaisseur(cm)	Poids(KN/m ²)	
					Etage Courant	RDC
1	Dalle pleine		0.25	15/cosα	4.4	4.38
2	Marbre	Horizontal	0.2	2	0.4	0.4
		Vertical	0.2	2h/g	0.22	0.22
3	Mortier de pose	Horizontal	0.2	2	0.4	0.4
		Vertical	0.2	2h/g	0.22	0.22
4	Enduit de ciment		0.18	1.5/cosα	0.32	0.315
5	Poids des marches		0.22	h/2	1.87	1.87
6	Grade de corps		/	/	0.6	0.6
Charge permanent G _v					8.43	8.4
Q escalier					2.5	

II.8.2 Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes.

1). Stabilité de forme (flambement).

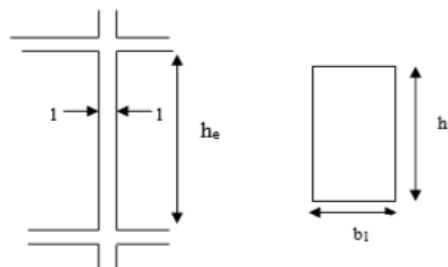


Figure II.15 Coupe transversale d'un poteau

2). Résistance à la compression : Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone

b_1 : petite dimension du poteau

H_1 : Grande dimension du poteau

H_c : Hauteur libre des poteaux

Dégression des charges

Dans un bâtiment à usage d’habitation qui est multi-étage avec un nombre important d’étage qui sont indépendant les uns des autres il convient d’appliquer la loi de dégression de charge de charge dite également de base.

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur le plancher terrasse $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, \dots, Q_n$ les charge d’exploitation sur les niveaux 1, 2, 3, 4, 5, N et cela tous numéroté du sommet à la base

- Sous toit terrasse Q_0
- Sous toit du dernier étage (étage 1) Q_0+Q_1
- Sous toit étage immédiatement inférieure (étage 2) $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$
(étage 3)..... $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$
(étage 4) $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- (étage n)..... $Q_0+\frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$

Lorsque la charge d’exploitation est le même pour tous les niveaux de la bâtisse il y’a lieu de simplifier la loi de dégression en en réduisant la charge de chaque niveau de 10% jusqu’à arriver à $0.5 Q_0$ et cette valeur sera conserver pour tous les niveaux inférieure. (DTR BC.2.2. Art 6.1)

• Section des poteaux pour les différents niveaux :

Tableau II.11Section des poteaux pour les différents niveaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Niveau	Section de poteau (cm ²)
Sous-sol	55x55	Etage 4	40x45
RDC	50x55	Etage 5	40x40
Etage 1	50x50	Etage 6	35x40
Etage 2	45x50	Etage 7	35x35
Etage 3	45x45		

• La surface afférente

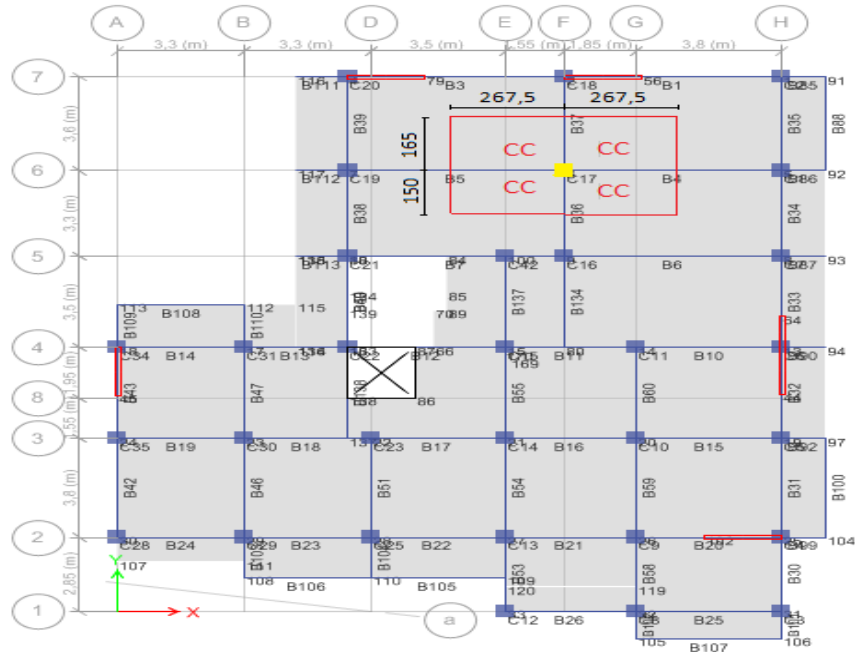


Figure II.16 Surface afférente du poteau C17

$$S_g^{aff} = (1.65 * 2.675) + (1.65 * 2.675) + (1.50 * 2.675) + (1.50 * 2.675) = 16.85 m^2$$

$$S_q^{aff} = 16.85 + 0.3 * [(2.675 * 2) + (1.5 + 1.65)] = 19.4 m^2$$

• Poids du plancher

poids plancher terrasse

$$\begin{cases} G_p = G * S_g^{aff} = 6.87 * 16.85 = 115.75 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = 1 * 19.4 = 19.4 \text{ KN} \end{cases}$$

poids plancher inferieure

$$\begin{cases} G_p = G * S_g^{aff} = 5.06 * 16.85 = 85.26 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_q^{aff} = 1.5 * 19.4 = 29.1 \text{ KN} \end{cases}$$

• Poids des poteaux sous-sol

$$P_{pot} = 25 * b * h * H = 25 * 0.55 * 0.55 * 3 = 22.68 \text{ KN}$$

Le poids des Poteaux des autres niveaux est résumé dans le tableau ci-dessous

• Poids des poutres sous-sol

poids des poutres

$$\begin{cases} P_{pp} = 25 * h * b * (5.65 - b) \\ P_{ps} = 25 * h * b * (3.45 - h) \end{cases}$$

$$\text{poids des poutres} \begin{cases} P_{pp} = 25 * 0.4 * 0.3 * (5.65 - 0.55) = 15.3 \text{ KN} \\ P_{ps} = 25 * 0.3 * 0.35 * (3.45 - 0.6) = 7.48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{pp} + P_{ps} = 15.3 + 7.48 = 22.78 \text{ KN}$$

Le poids des poutres des autres niveaux est résumé dans le tableau ci-dessous

- **Descente de charge poteau C17**

Tableau II.12 Descente de charge du poteau C17

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse	115.75	
	Poutres	22.78	
	Poteau	8.85	
		147.38	19.4
N1	Venant de N ₁	147.38	
	Plancher étage courant	85,26	
	Poutres	22.78	
	Poteaux	10,11	
	265.53	48.5	
N2	Venant de N ₂	265.53	
	Plancher étage courant	85,26	
	Poutres	22,78	
	Poteaux	11.56	
	385.13	74.69	
N3	Venant de N ₃	385.13	
	Plancher étage courant	85.26	
	Poutres	22.78	
	Poteaux	13.01	
	506.18	97.97	
N4	Venant de N ₄	506.18	
	Plancher étage courant	8.26	
	Poutres	22.78	
	Poteaux	14.63	

		628.85	118.34
N5	Venant de N ₅	628.85	
	Plancher étage courant	85.26	
	Poutres	22.78	
	Poteaux	16.25	
		753.14	135.8
N6	Venant de N ₆	753.14	
	Plancher étage courant	85.26	
	Poutres	22.78	
	Poteaux	18.06	
		754.95	150.35
N7	Venant de N ₇	754.95	
	Plancher étage courant	85,26	
	Poutres	22,78	
	Poteaux	21,03	
		884.03	164.84
N8	Venant de N ₈	884.03	
	Plancher étage courant	85,26	
	Poutres	22,78	
	Poteaux	22.68	
		1014.75	174.91

• **Vérification du poteau :**

Le poteau F6 est le plus défavorable.

• **Vérification à la compression simple :**

$G=1014.75$ KN et $Q=174.91$ KN

Selon le **CBA93 (artB.8.1.1)**, on doit majorer

l'effort de compression ultime N_u de 15%, tel que :

$$N^* = 1.15 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.15 \times (1.35 \times 1014.75 + 1.5 \times 174.91)$$

$$N^* = 1877.12 \text{ KN}$$

• Vérification à la résistance

$$\sigma = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2$$

$$6.22 \text{ MPA} \leq 14.2 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul des autres niveaux sont résumés dans le Tableau suivant

Tableau II.13 Résumé de la vérification à la résistance des poteaux

Niveau	Nu* (MN)	B (m ²)	$\bar{\sigma}$ (MPA)	σ (MPA)	Observation
Sous soul	1.877	0.302	14.2	6.22	Vérifié
RDC	1.656	0.275		6.02	Vérifié
Etage 1	1.431	0.25		5.72	Vérifié
Etage 2	1.403	0.225		6.23	Vérifié
Etage 3	1.180	0.202		5.84	Vérifié
Etage 4	0,954	0.18		5.3	Vérifié
Etage 5	0,726	0.16		4.53	Vérifié
Etage 6	0.495	0.14		3.53	Vérifié
Etage 7	0.262	0.122		2.14	Vérifié

• Vérification au flambement

$$Nu' \leq \alpha \left(\frac{Br * f_{c28}}{(0.9 * \gamma_b)} + \frac{As * Fe}{\gamma_s} \right)$$

$$As : 1\% * B_r$$

$$\alpha = \text{en fonction de } (\lambda)$$

$$l_f = 0.7l_0 = 1.86 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.55 * 0.6^3}{12 * 0.6 * 0.55}} = 0.173$$

$$\lambda = 13.21$$

$$0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.21}{35}\right)^2} = 0.826$$

$$Br \geq \frac{Nu'}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{fe}{As \cdot \gamma_s}\right)} = \frac{1.877}{0.826 \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{100 \cdot 1.15}\right)}$$

$$0.281m^2 \geq 0.102 m^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Tableau II.14 Résumé de la vérification au flambement des poteaux

Niveau x	Section Cm ²	Nu (KN)	I _f (m)	λ	α	B _r ≥ B _r ^{calc} (m ²)		Observat ion
						B _r (m ²)	B _r ^{cal} (m ²)	
Sous-sol	55×55	1877.12	2,1	13.21	0,826	0,281	0,103	Vérifiée
RDC	50×55	1656.6	2,142	14,82	0,82	0,254	0,091	Vérifiée
Etage 1	50×50	1431.41	2,023	13.99	0,823	0,230	0,078	Vérifiée
Etage 2	45×50	1403.5	2,023	15.55	0,817	0,206	0,077	Vérifiée
Etage 3	45×45	1180.4	2.023	15,55	0,817	0,185	0,064	Vérifiée
Etage 4	40×45	954.84	2,023	17,49	0,809	0,163	0,052	Vérifiée
Etage 5	40 ×40	726.75	2,023	17,49	0,809	0,163	0,040	Vérifiée
Etage 6	35×40	495.89	2,023	19.99	0,797	0,125	0,027	Vérifiée
Etage 7	35×35	262.27	2,023	19,99	0,797	0,109	0,014	Vérifiée

Conclusion :

Le pré dimensionnement des éléments principaux et secondaires nous permet d'avoir les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

Alors après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux est que nous avons fait les vérifications nécessaires nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales (30*40) cm²
- ✓ Poutres secondaires (30*30) cm²
- ✓ Poteaux de sous-sol (55*55) cm²
- ✓ Poteaux de RDC : (50*55) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 1 : (50*50) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 2 : (45*50) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 3 : (45*45) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 4 : (40*45) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 5 : (40*40) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 6 : (35*40) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 7 : (35*35) cm²
- ✓ Voiles : e = 15 cm
- ✓ Dalles pleines : e = 14 cm

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Dans ce chapitre le calcul va concerner les éléments suivants : les planchers (corps creux et en dalle pleine), les escaliers, poutres palières et poutres de chainages et l'acrotère (assimilé a un calcul sismique).

III.1. Etude des poutrelles**III.1.1. Calcul des poutrelles****➤ Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et

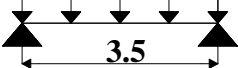
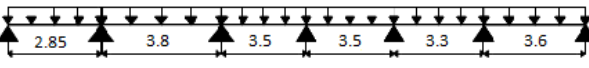
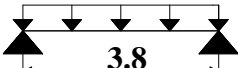
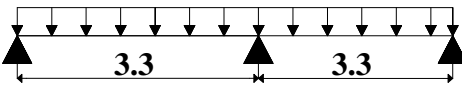
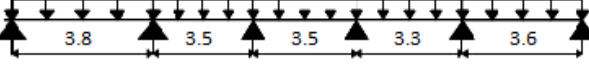
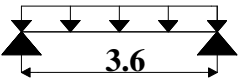
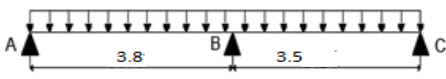
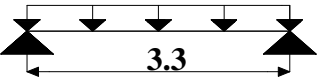
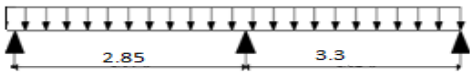
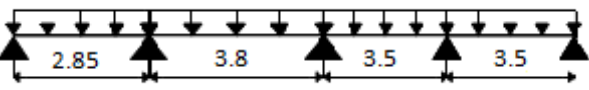
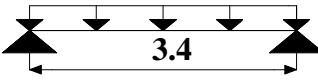
Au cisaillement, il existe quatre méthodes de calcul, la méthode forfaitaire,

Méthode de Caquot, méthode de Caquot minoré et la méthode RDM.

III.1.2. Les types de poutrelles

Le tableau (III.1.2) présente les différents types de poutrelles qui sont identifiés dans la structure, leur localisation ainsi la méthode adoptée pour le calcul selon les cas. Le choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles est effectué toute en respectant les conditions dictées précédemment.

Tableau III.1 Différents types de poutrelles dans les planchers

Types	Localisation	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type 1	Terasse+ étage de 1 a 7		RDM
Type 2	RDC + étages de 1 a 4		Caquot minoré
Type 3	Terasse+ étage de 6 et 7		RDM
Type 4	Terasse+ étage de 1 a 7		Forfaitaire
Type 5	Terasse+ étage de 5 a 7		Forfaitaire
Type 6	RDC + étages de 1 a 5		RDM
Type 7	Etages de 1 a 5		Forfaitaire
Type 8	Etages de 1 a 5		RDM
Type 9	RDC		Forfaitaire
Type10	RDC		Caquot minoré
Type11	Etage 5		RDM

III.1.3. Calcul des sollicitations

III.1.3.1. Exemple de calcul

➤ Plancher étage courant

Type 1

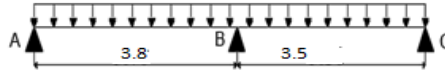


Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle Type 1

Les conditions d’applications de la méthode forfaitaire :

1. $1.5 \leq \min (1,5\text{KN/m}^2 ; 2*5.06) \rightarrow 1.5 < \min (1,5 \text{ KN/m}^2; 10.12 \text{ KN/m}^2)$ vérifié
2. $0.8 < \frac{3,8}{3,5} < 1.25$ Vérifié
3. Fissuration peut nuisible vérifié
4. Inertie (I) constante vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable.

Les combinaisons d’actions et les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont résumées dans le tableau suivant

Tableau III.2 Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle

Désignation	G (KN/ m ²)	Q (KN/ m ²)	L ₀	Charges sur le plancher (KN/ m ²)		Charge sur poutrelle (KN/ m)
				Elu	Els	
RDC	5,06	5	0,65	Elu	14,33	5,201
				Els	10,06	6,539
Etage courant	5,06	1,5	0,65	Elu	9,08	5,902
				Els	6,56	4,264
Terrasse	5,51	1,5	0,65	Elu	9,68	6,297
				Els	7,01	4,556

❖ Moments isostatiques

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$ELU \begin{cases} M_{0AB} = 10,655 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 9.039 \text{ N.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_{0AB} = 7.697 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 6.529 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ❖ Moments aux appuis
 - Appuis intermédiaires

$$M_B = -0,6 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu } M_B = -6.393 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_B = -4.618 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appuis de rive

$$M_A = M_C = -0,15 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} \text{Elu } M_A = M_C = -1.59 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_A = M_C = -1.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ❖ Moments en travées AB

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_0 / 2$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,229 \begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) = 1,068 \\ \frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} = 0,634 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_t \geq 1,068 M_0 - 0,6 \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots 1 \\ M_t \geq 0,634 M_0 \dots \dots \dots 2 \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} 0,768 M_{0AB} \dots \dots 1 \\ 0,634 M_{0AB} \dots \dots 2 \end{cases} \quad \text{D'ou } M_t = 0,768 M_{0AB} \begin{cases} \text{Elu } M_t = 8.19 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_t = 5.917 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ❖ Moments en travées BC

$$M_t = \begin{cases} 0,768 M_{0BC} \dots \dots 1 \\ 0,634 M_{0BC} \dots \dots 2 \end{cases} \quad \text{D'ou } M_t = 0,731 M_{0BC} \begin{cases} \text{Elu } M_t = 6.463 \text{ KN.m} \\ \text{Els } M_t = 4.669 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ❖ Evaluation des efforts tranchants

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = V_0 = P^U * \frac{L_{AB}}{2} = 9.74 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 * P^U * \frac{L_{AB}}{2} = -11.20 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_A = V_0 = +1,15 P^U * \frac{L_{BC}}{2} = 12.219 \text{ KN} \\ V_B = -P^U * \left(\frac{L_{BC}}{2}\right) = -10.625 \text{ KN} \end{cases}$$

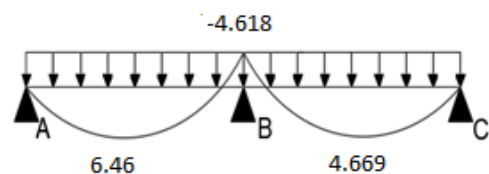
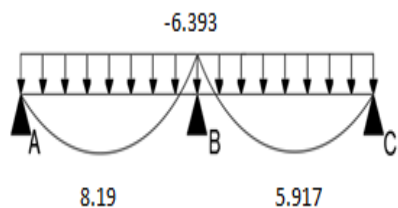


Figure III.2 Diagramme des moments sur la poutrelle à l'ELU **Figure III.3** Diagramme des moments sur la poutrelle à l'ELS

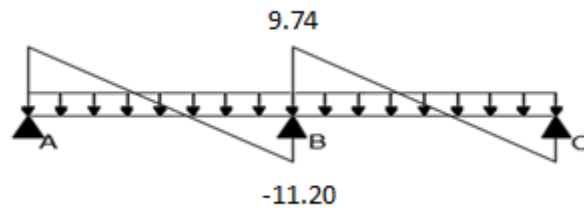


Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants sur la poutrelle

III.1.3.2. Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles

Tableau III.3 Sollicitations pour chaque type de poutrelles

Types Plancher		M_t (KN. m)		M_a^{inter} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V^{max} (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Type 1	Etage courant	9.038	6.529	/	/	-1.35	-0.97	10.32
	Terrasse	9.94	6.977	/	/	-1.446	-1.04	10.17
Type 2	RDC	10.281	7.252	-8.027	-5.576	-1.903	-1.32	18.468
	Etage courant	6.391	4.659	-4.531	-3.245	-1.07	-0.76	11.355
Type 3	Terrasse	11.35	8.22	/	/	-0.94	-0.68	11.96
	Etage courant	10.64	7.69	/	/	-1.596	-1.153	11.91
Type 4	Etage courant	6.17	4.62	-4.821	-3.482	-1.20	-0.87	11.201
	Terrasse	6.55	4.74	-5.144	3.722	-1.285	-0.93	11.95
Type 5	Etage courant	8.723	6.301	-5.328	-3.849	-1.598	-1.036	12.337
	Terrasse	9.256	6.697	-5.684	-4.113	-1.705	-1.233	13.163
Type 6	Etage courant	9.55	6.90	/	/	-1.432	-1.035	10.62
	RDC	15.09	10.57	/	/	-2.26	-1.58	16.758
Type 7	Etage courant	8.19	5.917	-6.39	-4.618	-1.598	-1.15	12.898
Type 8	Etage courant	8.03	5.80	/	/	-1.204	-0.87	9.735
Type 9	RDC	10.767	7.558	-7.608	-5.341	-1.902	-1.33	17.675
Type 10	RDC	9.915	6.989	-8.029	-5.578	-1.17	-0.814	17.733
Type 11	Etage courant	8.52	6.16	/	/	-1.278	-0.924	10.03

III.1.3.3. Les sollicitations les plus défavorables

Tableau III.4 Sollicitation maximale dans les poutrelles

Types Plancher	M_t (KN. m)		M_a^{inter} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V^{max} (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse	11.35	8.22	-5.684	-4.113	-1.705	-1.233	13.163
Etage courant	10.64	7.69	-6.363	-4.618	-1.598	-1.154	12.898
RDC	15.09	10.57	-8.029	-5.57	-2.26	-1.58	17.73

III.1.4. Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles

➤ Ferrailage longitudinale

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après

• Exemple de calcul

Plancher RDC

Les sollicitations maximales

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 15.09 \text{ KN. m} \\ M_a^{inter} = -8.029 \text{ KN. m} \\ M_a^{rive} = -2.26 \text{ KN. m} \\ V^{max} = 17.73 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Els} \begin{cases} M_t = 10.57 \text{ KN. m} \\ M_a^{inter} = -5.57 \text{ KN. m} \\ M_a^{rive} = -1.58 \text{ KN. m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_{e28} = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 18 \text{ cm} \\ F_t = 2.1 \text{ MPA} \end{cases}$$

❖ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,04 \times 0,6 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{tu} = 54.52 \text{ KN. m} > M_u \rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h$)

$$\mu_{bu} = \frac{15.09 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,6 \times 0,18^2} = 0,054 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{400}{1,15 * 200000} \rightarrow \varepsilon_1 = 1,74 * 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 * \varepsilon_1} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} \rightarrow \alpha_1 = 0,667$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,060 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow \alpha = 0,07$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,170 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{(z * f_{st})} = \frac{0,01509}{(0,170 * 348)} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

(BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,6 * 0,18 * \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2,55 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_s = 2,55 \text{ cm}^2$

On opte pour : $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ Ferrailage en appuis

✓ Appuis intermédiaires

$$\mu_{bu} = \frac{8,029 * 10^{-3}}{14,2 * 0,1 * 0,18^2} = 0,175 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \mu_1 = 0,391 \\ \alpha_1 = 0,668 \\ \varepsilon_1 = 1,74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391 > \mu_{bu} = 0,175 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow \alpha = 0,242$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,162 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{0,08029}{(0,162 \times 348)} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 1.42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{\text{inter}} = 1.42 \text{ cm}^2$$

✓ Appuis de rive

$$\mu_{bu} = 0.05$$

$$\alpha = 0.064$$

$$z = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0,37 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,1 * 0,18 * \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

▪ Choix de ferrailage

$$\text{En travée} \dots\dots\dots 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis intermédiaire} \dots 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis de rive} \dots\dots\dots 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq \left(\phi_t^{\text{min}} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

$$\text{On prend } \phi_t = 6 \text{ mm donc } A_{t=2\phi_6} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Tableau III.5 Résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux

Plancher		Ferrailage longitudinale		
		A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
RDC	Travée	2.55	1.30	3HA12=3.39
	Appuis inter	1.42	0.217	2HA12= 2.26
	Appuis de rive	0.37	0.217	1HA12= 1.13
Etage courant	Travée	1.95	1.30	3HA10=2.36
	Appuis inter	1.09	0.217	2HA10=1.57
	Appuis de rive	0.27	0.217	1HA10= 0.79
Terrasse	Travée	1.85	1.30	3HA10=2.36
	Appuis inter	0.97	0.217	2HA10=1.57
	Appuis de rive	0.27	0.217	1HA10= 0.79

III.1.5. Les vérifications nécessaires

A) A l'ELU

1. Vérifications des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 * d} = \frac{(17.73 \times 10^{-3})}{(0,1 \times 0,18)} = 0.985 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut nuisible, et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Alors :}$$

$\tau_u = 0.985 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Alors la condition est vérifiée

2. Espacement (St)

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \quad St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow \quad St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow \quad St \leq 50.26 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

2. Vérification des armatures longitudinales A_S vis-à-vis de l'effort tranchant V^{\max}

- En appuis de rive

$$A_S^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\max} \Rightarrow A_S^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 17,73 \times 10^{-3} = 0,509 \text{ cm}^2$$

On a : $A_1 = 0,57 + 2,36 = 2,93 \text{ cm}^2 > 0,61 \text{ cm}^2$ alors la condition est vérifiée

- En appuis intermédiaire

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9d} \right) \Rightarrow A_1 \geq \frac{1,15}{400} \left(17,73 \times 10^{-3} + \frac{-8,029 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,915$$

On a : $A_1 = 0,57 + 2,26 = 2,83 \text{ cm}^2 > -0,91 \text{ cm}^2 \rightarrow$ pas de vérification à faire pour l'appui inter

3. Vérification de la bielle

$$V^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9 * d = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V^{\max} = 17,73 \text{ KN} < 108,14 \text{ KN}$ Condition vérifiée

4. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 * V^{\max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1,15 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{alors la condition est vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

B) A l'ELS

1. Vérifications des contraintes

- En travée

La position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) = -192 \text{ cm}^3 < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

$$\text{Donc il faut vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} 10^{-4}$$

Calcul de la position de l'axe neutre(Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + (15A + 15A' + (b - b_0)h_0)y - 15(Ad + A'd') - \frac{(b-b_0)*h_0^2}{2} = 0 \dots \text{avec } A' = 0$$

$$\frac{0.1}{2} * y^2 + (15 * 3.39 * 10^{-4} + 15A' + (0.65 - 0.1)0.04)y - 15(3.39 * 10^{-4} * 0.18A'd') - \frac{(0.65-0.1)*0.04^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow y = 4.56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + 15A'(d' - y)^2 + 15A(d-y)^2$$

$$I = 11236 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,57 \times 10^{-3}}{11236 \times 10^{-8}} 4,56 * 10^{-2} = 4.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En appuis intermédiaire**

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.79 \text{ cm}$$

$$I = 8021 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,57 \times 10^{-3}}{8021 \times 10^{-8}} 3.79 * 10^{-2} = 2,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

2. Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$$l = 3.6 \text{ m} ; M_{0S} = 10.57 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 10.57 \text{ KN.m}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées

$$1) h_{poutrelle} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0S}} \times l \Leftrightarrow h_{poutrelle} = 20 \text{ cm} < 24 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4.2 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3.9 \text{ cm}^2 > 1.89 \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3) L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 3.6 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé

(Retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad \text{BAEL91 révisé 99}$$

f_{gv}, f_{gi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Données :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,06 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revet}} = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 10.06 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ser}}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{\text{ser}}^p = p \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ser}}^g = 5.32 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^j = 3.94 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}}^p = 10.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène Y_G

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \cdot d + A' \cdot d')}{(b_0 \cdot h) + (b - b_0) \cdot h_0 + n(A + A')}$$

$$Y_G = \frac{\frac{10 \cdot 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(3.39 \cdot 18)}{(10 \cdot 20) + (65 - 10) \cdot 4 + 15(3.39)}$$

$$Y_G = 7.12 \text{ cm}$$

✓ Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0)

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - Y_G)^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(Y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - Y_G)^2 \cdot h_0 + A'(Y_G - d)']$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 7.12^3}{3} + 10 \frac{(20 - 7.12)^3}{3} - (65 - 10) \cdot \frac{(7.12 - 4)^3}{3} + 15[3.39(18 - 7.12)^2]$$

D'où, $I_0 = 20405.37 \text{ cm}^4$

✓ Calcul de coefficient ρ

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \cdot 18}$$

$$\rho = 0.018$$

✓ Calcul des Coefficients λ_i, λ_v

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})\rho} = 2.36 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = 0.94 \end{cases}$$

✓ Calcul des contraintes de traction σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 95.45 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 70.69 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 190.009 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 11236 \text{ cm}^4 \\ y = 4.56 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Calcul des Coefficients μ_g, μ_j, μ_p

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.59 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.49 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.76 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9382.17 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 10408.97 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8034.76 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 14438.38 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 4.29 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 1.48 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 5.17 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 2.22 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6.39 \text{ mm} < \bar{f} = 7,2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifié}$$

-Vérification de la flèche dans les différents niveaux

Tableau III.6 Vérification de la flèche dans les différents niveaux

Plancher	Terrasse	Etage courant	RDC
L(m)	3.8	3.8	3.6
b (cm)	65	65	65
b ₀ (cm)	10	10	10
q _g (KN/m)	3.98	3.38	3.38
q _j (KN. m)	1.82	2.48	2.48
q _p (KN/m)	4.64	4.33	6.55
M _g (KN. m)	7.26	6.11	6.06
M _j (KN. m)	2.11	4.48	4.40
M _p (KN. m)	8.41	7.79	8.45
Y _G (cm)	10.47	10.33	10.33
I ₀ (cm ⁴)	20404.38	18515.92	20404.38
ρ	0.16	0.01	0.01
λ _i	2.23	3.25	2.23
λ _v	0.93	1.25	0.95
σ _{st} ^p (MPa)	149.96	200.05	215.01
μ _g	0.7	0.62	0.62
μ _j	0.25	0.53	0.53
μ _p	0.74	0.68	0.77
I _{f_{gi}} (cm ⁴)	8739	6602	9123

$I_{fji} \text{ (cm}^4\text{)}$	13944.8	7328	9981
$I_{fpi} \text{ (cm}^4\text{)}$	8470.9	6165.6	8470.75
$I_{f_{gv}} \text{ (cm}^4\text{)}$	13794.02	11105	14169
$f_{gv} \text{ (mm)}$	6.95	7.25	9.32
$f_{ji} \text{ (mm)}$	0.65	2.69	0.69
$f_{pi} \text{ (mm)}$	4.39	5.62	6.67
$f_{gi} \text{ (mm)}$	3.71	4.09	4.97
f	7.06	6.18	5.49
\bar{f}	7.60	7.60	7.60
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

➤ **Ferrailage de la dalle de compression**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.23) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm: Pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;

33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance $f_e=400$ MPa

$$l_0 = 65 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} \leq l_0 \leq 80 \text{ cm}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles A^\perp

$$A^\perp = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles $A^{//}$

$$A^{//} = \frac{A^\perp}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

On choisit :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$4\phi_6 \text{ ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Avec : } St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

Parallèles aux poutrelles

$$4\phi 5 \text{ ml} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Pour un choix pratique et facile de réalisation on va opter pour treillis soudé $\phi 5$ (150x150) mm^2

Tableau III.7 Détail schéma de ferrailage des poutrelles RDC		
Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Tableau III.8 Détail schéma de ferrailage des poutrelles étage courant		
Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive

Tableau III.9 Détail schéma de ferrailage des poutrelles terrasse		
Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive

III.2. Etude des dalles pleines

III.2.1. Méthode de calcul des sollicitations

Exemple de calcul

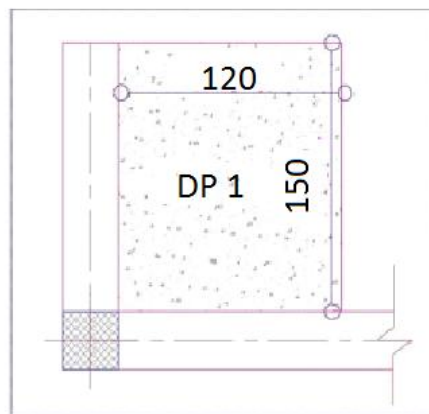


Figure III.5 Schéma de la dalle pleine

- Dalle pleine type DP2

$$\begin{cases} P^u = 1.35 * 4.81 + 1.5 * 3.5 = 11.74 \text{KN/m}^2 \\ P^s = 4.81 + 3.5 = 8.31 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$G = 4.81 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{1,5} = 0.8 \geq 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille selon deux sens

Tableau III.10 Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines

Travée	Dalle sur 1 appui	Dalle sur 2 appuis		Dalle sur 3 appuis		Dalle sur 4 appuis	
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$
M_0^x	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{P \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$P \cdot \frac{L_x^2}{8}$
M_0^y	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$(L_x - \frac{L_y}{2}) \cdot \frac{P \cdot L_y^3}{48}$	$\frac{P \cdot L_x^3}{6}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{8}$
M_t^x	Riv	$0.85 \cdot M_0^x$					
M_t^y	Int	$0.75 \cdot M_0^y$					
M_a^x	Riv	$0.4 \cdot M_0^x$					
M_a^y	Int	$0.5 \cdot M_0^y$					
V	$\frac{P \cdot L}{2}$	$\frac{P \cdot l}{2}$	$\frac{P \cdot L}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$		$\frac{P \cdot L}{2}$	

$$ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 0.94 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = 0.75 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 0.79 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_t^x = 0.64 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_a^x = 0.37 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_a^x = 0.3 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 4.997 \text{ KN} \\ V_y = 2.55 \text{ KN} \end{cases}$$

III.2.2. Calcul de Ferrailage

Les dalles pleines se calculent à la flexion simple comme des sections rectangulaire $b_d \times h_d$

Avec : $b_d = 100 \text{ cm}$ $h_d = e = 14 \text{ cm}$ $d = h_d - c = 11 \text{ cm (F.N)}$

Tous les calculs du ferrailage seront résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11 Sollicitations et ferrailage dans les dalles

Dalle pleine	M (KN. m)		μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ² /ml	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t cm
	M_t^x	M_t^y							
DP1	M_t^x	0.80	0.0047	0.005	0.109	0.211	1.23	5HA8=2.51	20
	M_t^y	0.48	0.0028	0.0035	0.109	0.125	1.12	5HA8=2.51	
	M_a^x	0.38	0.0022	0.002	0.109	0.099	1.23	5HA8=2.51	20
	M_a^y	0.23	0.0013	0.0016	0.110	0.059	1.12	5HA8=2.51	
DP2	M_t^x	9.20	0.057	0.074	0.106	2.669	1.4	5HA10=3.93	20
	M_t^y	4.95	0.028	0.036	0.108	1.314	1.12	5HA10=3.93	
	M_a^x	6.60	0.038	0.049	0.107	1.761	1.4	5HA10=3.93	20
	M_a^y	3.30	0.019	0.024	0.109	0.871	1.12	5HA10=3.93	
DP3	M_t^x	5.13	0.034	0.043	0.108	1.36	1.20	5HA8=2.51	20
	M_t^y	2.6	0.017	0.027	0.109	0.69	1.12	5HA8=2.51	
	M_a^x	3.42	0.022	0.028	0.108	0.90	1.20	5HA8=2.51	20
	M_a^y	1.74	0.011	0.014	0.109	0.45	1.12	5HA8=2.51	

III.2.3. Vérification à l'ELU

- **Vérifications de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau III.12 Récapitulatif des vérifications au cisaillement dans différents types de dalles

Dalle pleine	Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
DP1	X	4.997	0.045	2.5	Vérifiée
	Y	2.55	0.023	2.5	Vérifiée
DP2	X	8.28	0.075	2.5	Vérifiée
	Y	1.035	0.009	2.5	Vérifiée
DP3	X	12.49	0.113	2.5	Vérifiée
	Y	4.46	0.067	2.5	Vérifiée

III.2.4. Vérifications à l'ELS

- **Vérification des contraintes sur le béton et sur l'acier :**

Pour le calcul des contraintes on utilise les mêmes formules que celle déjà citée dans le calcul des poutrelles en prenant $h_0=0$ et $b_0=b$

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

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

Les résultats sont résumés sur le Tableau suivant :

Tableau III.13 Récapitulatif des vérifications des contraintes

DP	Sens	Y (cm)	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
DP1	M _t ^x	3.05	0.64	4671.5	0.42	15	Vérifiée	16.57	201.63	Vérifiée
	M _t ^y	3.05	0.45	4671.5	0.30	15	Vérifiée	11.56	201.63	Vérifiée
	M _a ^x	3.05	0.30	4671.5	0.20	15	Vérifiée	7.79	201.63	Vérifiée
	M _a ^y	3.05	0.21	1900.5	0.34	15	Vérifiée	13.37	201.63	Vérifiée
DP3	M _t ^x	5.1	7.01	4350.3	0.82	15	Vérifiée	16.38	201.63	Vérifiée
	M _t ^y	4.08	3.50	2337.5	0.61	15	Vérifiée	2.22	201.63	Vérifiée
	M _a ^x	6.12	4.6	2086.9	1.37	15	Vérifiée	14.22	201.63	Vérifiée
	M _a ^y	4.4	2.33	1027.6	0.10	15	Vérifiée	1.55	201.63	Vérifiée
DP4	M _t ^x	3.5	4.1	6195.1	2.37	15	Vérifiée	74.57	201.63	Vérifiée
	M _t ^y	3.5	2.6	6195.1	1.52	15	Vérifiée	48.06	201.63	Vérifiée
	M _a ^x	3.05	2.75	4671.5	1.80	15	Vérifiée	70.27	201.63	Vérifiée
	M _a ^y	3.05	1.77	4671.5	1.16	15	Vérifiée	45.30	201.63	Vérifiée

Vérification de la flèche

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{e}{l} \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^s}{20 \cdot M_0^s} \right) \dots \dots \dots (I)$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (II)$$

Données relatives au calcul de la flèche dans le sens X :

Les charges : Balcon

G=4.81 KN/m

J = G - G_{revetement} = 4.81 - 1.31 = 3.5 KN/m

P=G+Q= 4.81+3.5= 8.31 KN/m

Terrasse inaccessible

G= 6.87 KN/m

J = G - G_{revetement} = 6.87 - 3.37 = 3.5 KN/m

P=G+Q= 6.87+1= 7.87 KN/m

- **Evaluation de la flèche :**

$$f = (f_V^G - f_i^j) + (f_i^P - f_i^G)$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{Pour une console}$$

La vérification des conditions de flèche des dalles pleines est résumée sur le tableau suivant :

Tableau III.14 Récapitulatif des vérifications de la flèche

DP	Condition	J KN /m ²	G KN /m ²	P KN /m ²	f _{gi} M m	f _{gv} mm	f _{ji} mm	f _{pi} mm	Δf mm	f̄ mm
DP1	I- 0.11>0.04 II- 0.002<0.005	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche								
DP2	I- 0.093>0.038 II- 0.003<0.005	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche								
DP3	I- 0.043>0.039 II- 0.002<0.005	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche								

III.2.5. Schéma de ferrailage

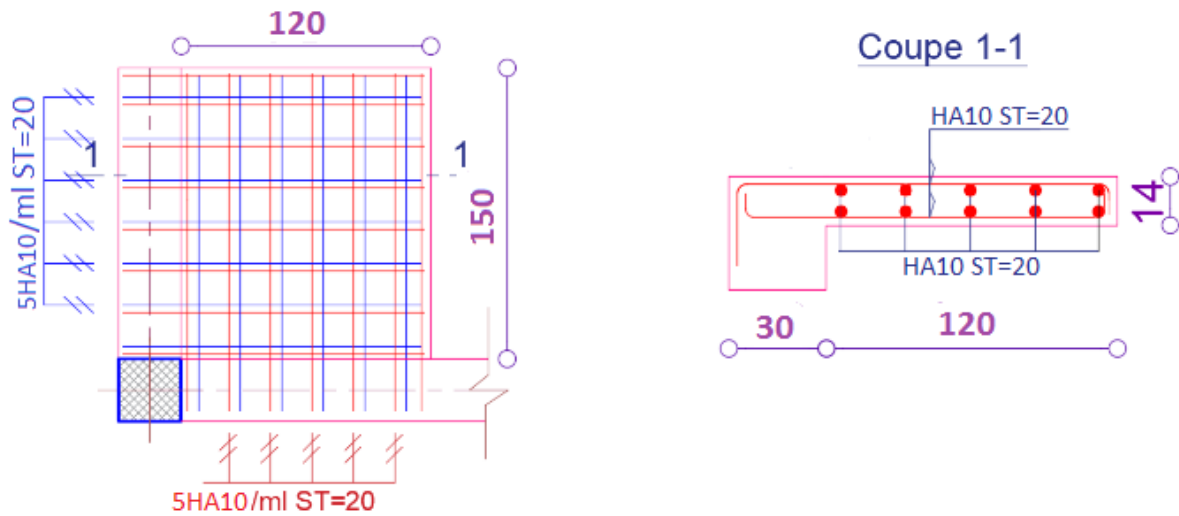


Figure III.6 Détaille ferrailage de dalle pleine 1

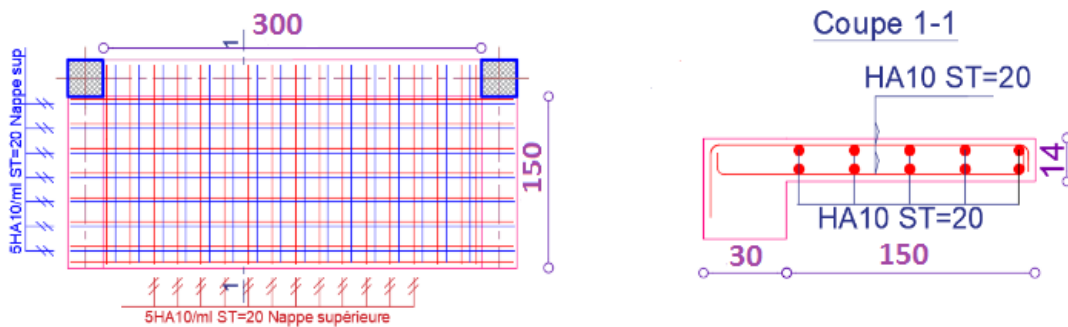


Figure III.7 Détaille ferrailage de dalle pleine 2

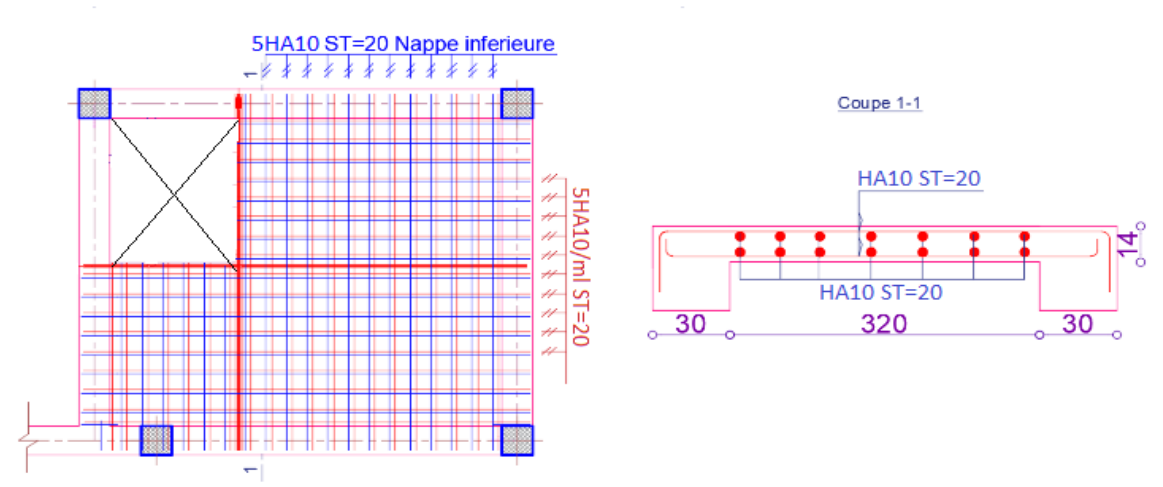


Figure III.8 Détaille ferrailage de dalle pleine 3

III.3. Etude de l'escalier

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur $b=100\text{cm}$ et de hauteur h (avec $h=e$).

III.3.1. Exemple de calcul

a) Calcul de l'escalier des étages courantes

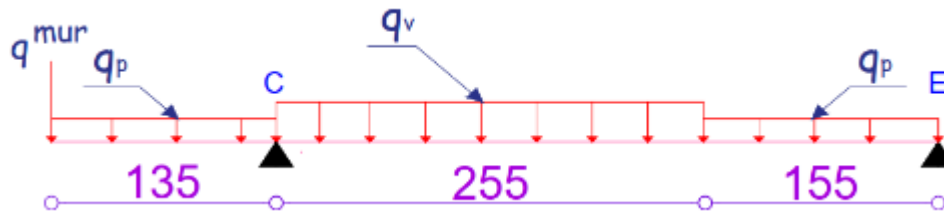


Figure III.9 Schéma statique de l'escalier

III.3.1.1. Calcul des sollicitations

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 4.86 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Volée} \begin{cases} G_v = 8.4 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_u^{mur} = 7.98$$

❖ Calcul du chargement qui revient à l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} P_V^U = 1,35G_v + 1,5Q_v = 15.13 \text{ KN/m} \\ P_p^U = 1,35G_p + 1,5Q_p = 10.31 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} P_V^S = G_v + Q_v = 10.93 \text{ KN/m} \\ P_p^S = G_p + Q_p = 7.36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma M = 0 \rightarrow$$

$$\text{ELU} \begin{cases} R_C = 56.42 \text{ KN} \\ R_E = 20.04 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} R_C = 29.81 \text{ KN} \\ R_E = 17.36 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3.1.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} en travée et M_a^{max} en appuis pour une section (b x e).

- Armatures longitudinales

Tableau III.15 Ferrailage longitudinale de l'escalier

Position	M_u (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	15.82	0.065	0.085	0.139	3.62	1.56	5HA10=3.93	25
Appui	-10.55	0.043	0.054	0.127	2.38	1.56	5HA10=3.93	25

- Armatures de répartition :

Nous avons des charges réparties, donc : $A_r = \frac{A_{principale}}{4}$

- En travée : $A_r = 0.987 \frac{cm^2}{ml} \rightarrow$ Soit 4HA8 = 2,01 cm²/ml
- En appui : $A_r = 0.987 \frac{cm^2}{ml} \rightarrow$ Soit 4HA8 = 2,01 cm²/ml

III.3.2. Vérifications

➤ **Vérification de l'espacement**

Pour les armatures principales (longitudinales)

$$\begin{cases} S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{cases}$$

Pour les armatures de répartition (transversale) :

$$\begin{cases} S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en travée} \\ S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en appuis} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{max} = 33.26 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Alors La condition est vérifiée

III.4. Etude de la Poutre palière

La poutre palière est un élément soumis à la flexion simple qui est due à son poids propre, et à de la torsion qui est due à la charge transmise par l'escalier

III.4.1. Calcul de la poutre palière

Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$G_0 = 0.32 * 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Avec } (b*h) = 30*40 \text{ cm}^2$$

Avec G_0 : poids propre de la poutre

La charge transmise par l'escalier est la réaction

D'appuis au point C

$$\begin{cases} R_c^U = 50.83 \text{ KN} \\ R_c^S = 37.84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P^U = 1.35 G_0 + R_c^U = 1.35 * 2.25 + 50.83$$

$$P^U = 53.86 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.85 \frac{P^U * L^2}{8} = 70.10 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \frac{P^U * L^2}{8} = -41.23 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{P^U * L}{2} = 94.25 \text{ KN}$$

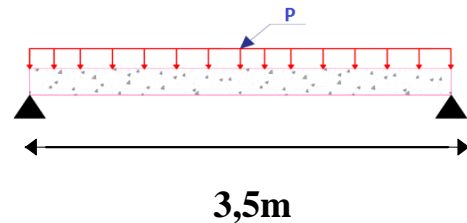


Figure III.11 Schéma statique de poutre palière

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 ferrailage longitudinale de la poutre palière

Position	M(KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	70.1	0.059	0.076	0.271	2.09	1.01
Appuis	-41.23	0.069	0.090	0.269	2.47	1.01

Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5 \% b * h = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $\begin{cases} A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$

III.4.2 Vérification à l'ELU

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{94.25 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 1.12 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifié

❖ Armatures transversales :

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcule $A_t \begin{cases} t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_t \geq 0.48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0.48 \text{ cm}^2$$

a) Calcul à la torsion

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur des parois est égale au sixième du diamètre de cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

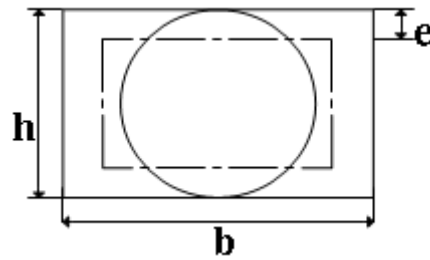


Figure III.12 Section creuse équivalente

➤ **Calcul des sollicitations**

❖ Le moment de torsion

$$M_{\text{tor}} = -M_c * \frac{l}{2} = -\frac{14,49 * 3,5}{2} \rightarrow M_{\text{tor}} = -25,88 \text{ KN.m}$$

Avec : M_c le moment en appui C calculé dans l'escalier

$$\varnothing = \min(30,30\text{cm}) \rightarrow \varnothing = 30 \text{ cm} \text{ Donc } e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2((b - e) + (h - e)) = 100\text{cm}$; Périmètre de la section de la poutre palière

❖ Armatures longitudinales

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * U * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = \frac{25,88 * 10^{-3} * 1 * 1,15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400} \rightarrow A_l^{\text{tor}} = 5,95 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales

$$\text{On fixe } St = 15\text{cm} \rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} * St * \gamma_s}{2\Omega * f_e} = 0,89 \text{ cm}^2$$

❖ La contrainte de cisaillement

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = 25,88 * \frac{10^{-3}}{2 * 0,0625 * 0,05} = 4,14 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée on doit augmenter la section de la poutre.

On va opter pour une poutre de 30x40 cm²

a) **Calcul a flexion**

$$G_0 = 0,3 * 0,40 * 25 = 3 \text{ KN/m} \quad \text{avec } (b * h) = 30 * 40 \text{ cm}^2$$

Avec G_0 : poids propre de la poutre

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appuis au point B

$$R_B^U = 50,83 \text{ KN}$$

$$R_B^S = 37.84 \text{ KN}$$

$$P^U = 1.35 G_0 + R_B^U = 1.35 \cdot 3 + 50.83$$

$$P^U = 54.88 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.85 \frac{P^U \cdot L^2}{24} = 23.80 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \frac{P^U \cdot L^2}{12} = -28.01 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{P^U \cdot L}{2} = 96.04 \text{ KN}$$

Tableau III.19 Ferrailage longitudinale de la poutre palière

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	23.80	0.13	0.18	0.35	6.56	1.37
Appuis	-28.01	0.065	0.08	0.36	3.13	1.37

➤ **Vérification à l'ELU**

- Vérification au cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b \cdot d} = \frac{96.04 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.38} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

❖ **Armatures transversales**

On fixe $s_t = 15\text{cm}$ et on calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 29,7 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot s_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b \cdot s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} \rightarrow A_t \geq 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,45 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à la torsion

Tableau III.20 Récapitulatifs de calcul a torsion

M_{tor}	\varnothing	e	Ω	U	A_L^{tor}	A_t	τ^{tor}	$\bar{\tau}$	observation
22,82	30	0.05	875	120	5.1	0.637	2.95	3.33	Vérifiée

Il faut vérifier que

$$\tau_{totale} = \sqrt{\tau^{FS^2} + \tau^{(tor)^2}} \leq \bar{\tau} = \min\left(\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}\right); 5MPa\right) = 3,33 MPa$$

$$\tau_{totale} = 3,06 MPa < \bar{\tau} = 3,33Mpa \dots\dots\dots Vérifiée$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

- **Ferraillage globale**

- ❖ Armatures longitudinales :

- En travée : $A_L^{totale} = A_L^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 6.56 + 2,55 = 9,11 \text{ cm}^2$

- Soit : 6HA14= 9.24 cm²

- En appui : $A_a^{totale} = A_a^{FS} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 3.13 + 2,55 = 5.68 \text{ cm}^2$

- Soit : 3HA14+2HA12= 6.88 cm²

- **Exigence du RPA**

$$A_{min} = 0.5 \% b * h = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } \begin{cases} A_t = 9.24 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \\ A_a = 6.88 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- ❖ Armatures transversales

- $A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0,45 + 0,63 = 1.08 \text{ cm}^2$

- Soit un cadre et un étrier $\varnothing_8 \rightarrow 4\varnothing_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ chaque St = 15cm

- **Vérification des contraintes sur le béton**

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant

Tableau III.21 Vérification des contraintes dans le béton

M_{ser} (KN.m)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
M_t	58.8	10.48	56951	10.71	15	Vérifiée
M_a	27.37	8.36	36943	6.19	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

$$\text{Poutre palière} \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{0.4}{3.5} = 0.111 > 0.085 \text{ m} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \rightarrow 9.24 \text{ cm}^2 < 10.40 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ L = 3,5\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.3. Schéma de Ferrailage

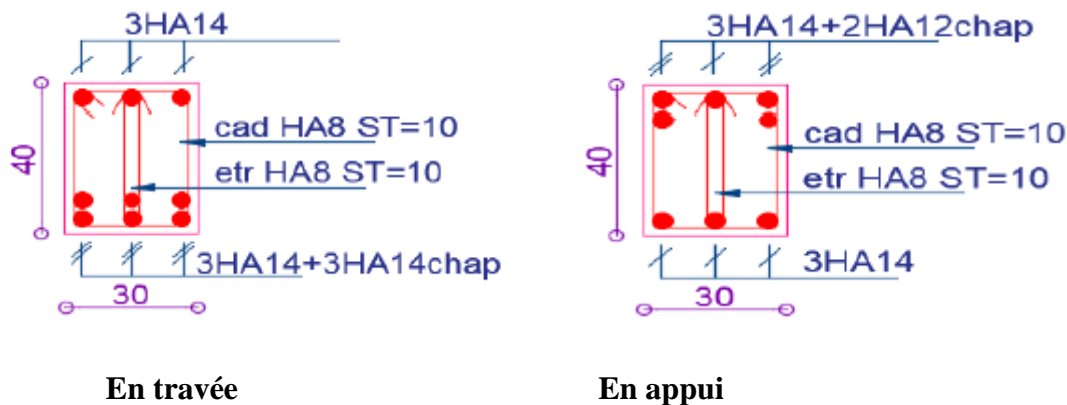


Figure III.13 Détaille schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Etude de La poutre de chaînage

- Calcul des sollicitations
- ❖ Calcul à la flexion

Poids propre du chaînage $G_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m}$ avec $(b \times h) = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

Poids du mur $G_m = 2.76 \times \left(2.89 - \frac{0.65}{2}\right) = 7.079 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 * (G_0 + G_m) = 13.09 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_0 + G_m) = 9.69 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Après calcul RDM la méthode des tronçons on a obtenues les sollicitations suivantes

$$0 \begin{cases} M_0^U = \frac{P_U \times l^2}{8} = 20.04 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{P_S \times l^2}{8} = 14.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t = 0.85 * 20.04 = 17.37 \text{ KN/m} \\ M_a = -0.5 * 20.04 = -10.02 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_t = 0.85 * 14.37 = 12.21 \text{ KN/m} \\ M_a = -0.5 * 14.37 = 7.18 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$V^u = \frac{P_U \times L}{2} = 35.07 \text{ KN}$$

Tableau III.22 Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} \text{cm}^2$	$A_{min} \text{cm}^2$	$A_{choisi} (\text{cm}^2)$
Travée	17.37	0.018	0.021	0.293	1.70	0.85	3HA10=2.36
Appuis	10.02	0.011	0.013	0.279	1.09	0.85	2HA10=2.36

• **Armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{33.72 * 10^{-3}}{0.25 * 0.23} = 0.37 \text{ MPa}$$

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcule $A_t \begin{cases} t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \\ t = 15 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t < 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} < 0 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre $\emptyset_8 \rightarrow 3\emptyset_8 = 1.51 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications**

• **A l'ELU**

Vérification du Cisaillement

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

$$V_u = 33.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \rightarrow \tau_u = 0.37 \text{ MPa}; \bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5\text{MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

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

Alors la condition est Vérifiée.

• **Vérification des contraintes sur le béton**

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Types	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation	
1	M _t	12.13	17.85	105429	2.05	15	Vérifiée
	M _a	7.14	19.70	124825	1.92	15	Vérifiée

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 Récapitulatifs des vérifications des contraintes

• **Etat limite de déformation**

$$\begin{cases} M_0^s = 14.28 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 12.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{30}{3.5} = 0.086 > 0.084 \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2bd}{f_e} \rightarrow 2.26 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ L = 3.5 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{Verifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage

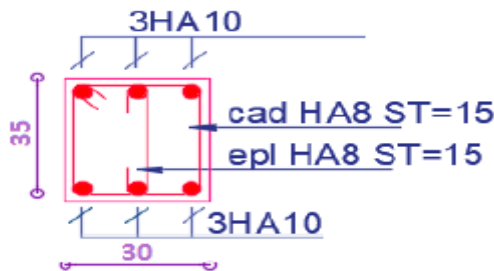


Figure III.14 Détaille schéma de ferrailage des poutres de chaînages.

III.6. Etude de L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

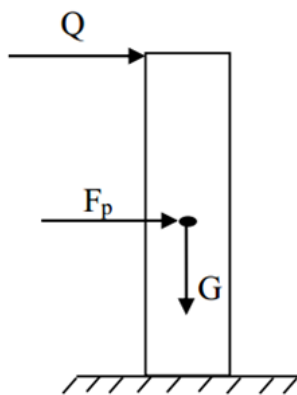


Figure III.15 Acrotère.

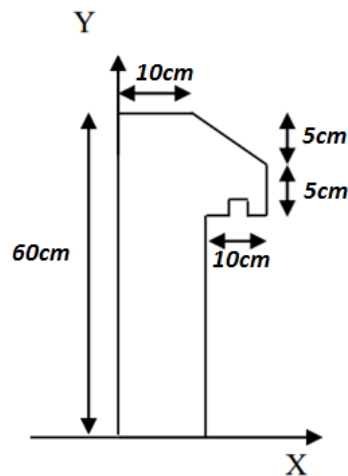


Figure III.16 Sollicitations de l'acrotère.

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

Avec : $\begin{cases} A = 0,15 : (\text{zone IIa, groupe 2}) \text{coefficient d'accélération de la zone .} \\ c_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale .} \\ w_p = 2,2715 \text{ kn/ml} : \text{poids propre de l'acrotère .} \end{cases}$

donc : $F_p = 1,09 \text{ kn.}$

L'effort normal et moment fléchissant :

ELU :

$$\begin{cases} N_U = 1,35w_p \\ M_U = 1,5F_c.l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 1,35 \times 2,2715 \\ M_U = 1,5 \times 1,09 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 3,066 \text{ kn.} \\ M_U = 0,981 \text{ kn. m.} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} N_U = w_p \\ M_U = F_c \cdot l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 2,2715 \text{ kn. m} \\ M_U = 1,09 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 2,2715 \text{ kn.} \\ M_U = 0,654 \text{ kn. m.} \end{cases}$$

Détermination de la section des armatures :

ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,981}{3,066} \Rightarrow e_0 = 0,32 \text{ m.}$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,01$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > 0,04 \text{ m.}$$

$$M_f = N_u \cdot l = N_u \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 1,104 \text{ KN.m.}$$

III.6.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées

ELS :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f^u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,104 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,09} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0096.$$

$$\mu_{bu} = 0,0096 < 0,186 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,012.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 8,96 \text{ cm.}$$

$$A_1 = \frac{M_f^u}{z f_{st}} = \frac{1,104 \times 10^{-3}}{0,896 \times 348} = 3,54 \times 10^{-5} \text{ m}^2.$$

$$A_{st} = 0,354 \text{ cm}^2.$$

On revient à la section réelle (flexion composée) :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 f_{st}} \Rightarrow A = 3,54 \times 10^{-5} - \frac{3,066 \times 10^{-3}}{100 \times 348}.$$

$$A = 3,53 \times 10^{-5} \text{m}^2 \Rightarrow A = 0,353 \text{cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,25\% \cdot S = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{cm}^2.$$

$$A_{\min} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,5 \text{cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Le choix : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{cm}^2.$$

$$S_t \leq \min(2e; 25 \text{cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{cm}.$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,98 \text{cm}^2. \Rightarrow \text{Le choix : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{cm}^2.$$

ELS :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,654}{2,2715} \Rightarrow e_0 = 0,288 \text{m}.$$

$$e_0 = 0,288 \text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02$$

$$e_0 = 0,288 \text{m} > 0,03 \text{m}.$$

Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section (la section est partiellement comprimée).

Vérifications des contraintes de cisaillement :

$$V = 1,5F_p \Rightarrow V = 1,635 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = 0,018 < \bar{\tau} = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le RPA (version 2003)

$$F_p \leq 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} F_p = 1,09 \text{ kn} \\ Q = 1 \text{ kn} \end{cases}$$

$F_p = 1,09 \text{ KN} < 1,5 \text{ Kn}$ condition vérifiée.

III.6.2. Schémas de ferrailage

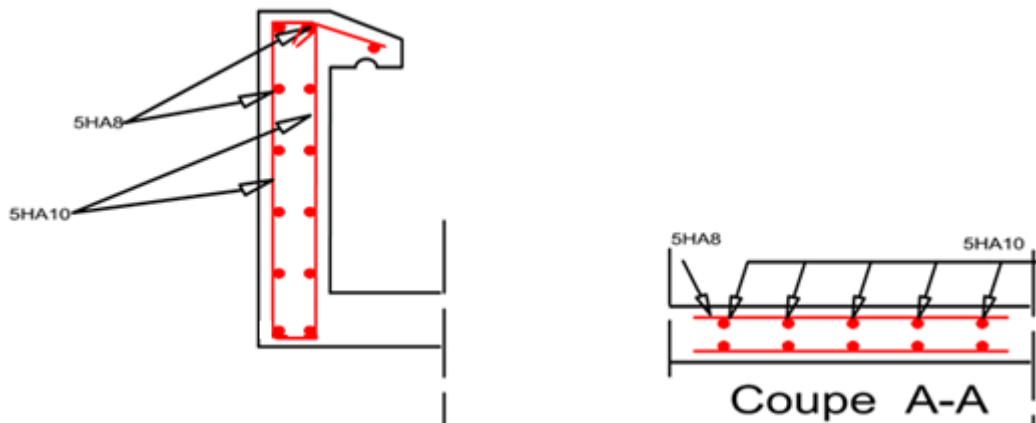


Figure III.17 Schéma de ferrailage de l’acrotère

III.7. Etude de la dalle machine :

Définition

C’est un appareil au moyen duquel on élève où on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d’une cabine qui se déplace le long d’une glissière verticale dans la cage d’ascenseur munie d’un dispositif mécanique

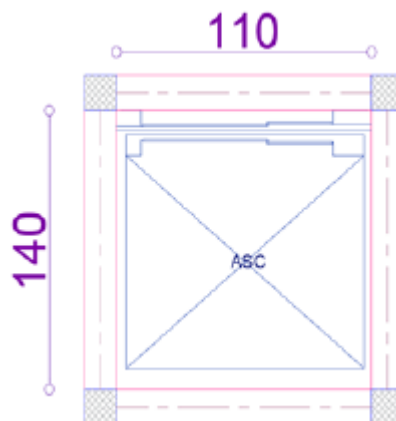


Figure III.18 Dimension de dalle de machine.

- L : Longueur de l'ascenseur = 110cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 140cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 230cm.
- Fc : Charge due à la cuvette = 145KN.
- Pm : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- Dm : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La vitesse V = 0.63m/s

III.7.1. Dimensionnement de la dalle

$$L_x = 1.1\text{m} ; L_y = 1.4\text{ m}$$

$\rho = 0.78 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle fléchit selon les deux sens.

$$e_0 = \frac{110}{45} \leq e \leq \frac{110}{40}$$

Pour deux heures coupe-feu et une isolation phonique, $e = 14\text{cm}$

- **Evaluation des charges et surcharges de la dalle ascenseur**

On a : $G_{\text{concentré}} = D_m + p_m = 66\text{KN}$

$$Q_{\text{concentré}} = 6.3\text{KN}$$

- **Poids propre de la dalle et du revêtement**

Calcul pour un revêtement de 5cm.

$$G_1 = 25 \times 0.14 + 25 \times 0.14 = 4.6\text{KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{F_s}{S} = \frac{145}{1.54}$$

•Poids total

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 4.6 + 94.15 = 98.15 \text{ KN/m}^2$$

On a le schéma représentant la surface d'impact :

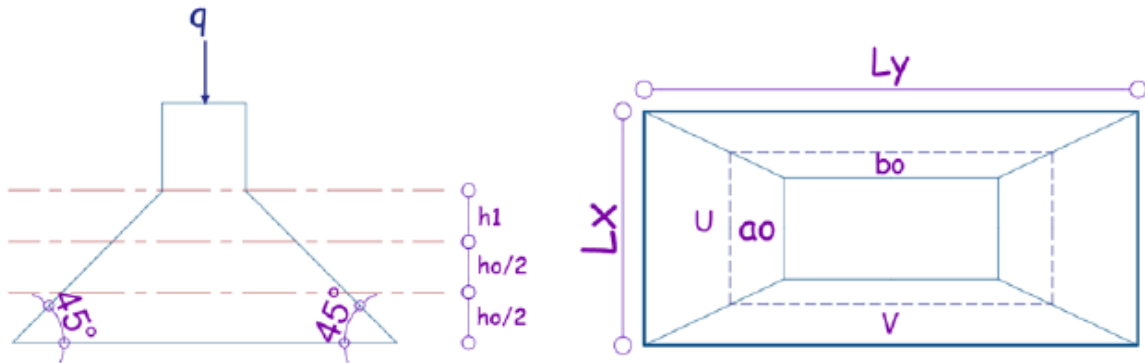


Figure III.19 Illustration de la surface d'impact.

On a :

$$\begin{cases} N_U = a_0 + h_1 + 2\xi h_1 \\ M_U = b_0 + h_1 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

- a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x
- b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y
- $a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement
- h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine
- h_1 est l'épaisseur du revêtement
- $\xi = 0.75$; $h_1 = 5 \text{ cm}$

On aura donc :

$$U = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

III.7.2. Evaluation des charges

• Sous charges réparties

Avec $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$ **DTR BC2.2 (Art.7.4)**

$$\text{ELU} \begin{cases} qu = 1.35G_1 + 1.5Q \\ qu = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 1.5 = 8.46 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} qu = G_1 + Q \\ qu = 4.6 + 1.5 = 6.1 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\text{ELU} \Rightarrow \rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^{x1} = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 0.6 \text{KN.m} \\ M_0^{y1} = \mu_y \times M_0^{x1} = 0.34 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow \rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = \mu_y = 0.6841 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^{x1} = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 0.777 \text{KN.m} \\ M_0^{y2} = \mu_y \times M_0^{x1} = 0.530 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Sous charges concentrées

• Evaluation des charges

$$\text{ELU} \begin{cases} q'u = 1.35G_{\text{concentrée}} + 1.5Q_{\text{concentrée}} \\ q'u = 1.35 \times 66 + 1.5 \times 6.3 = 98.55 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q's = G_{\text{concentrée}} + Q_{\text{concentrée}} \\ q's = 66 + 6.3 = 72.3 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{\text{uconcentrée}} = q'u \times (U \times V) = 101.52 \text{KN} \\ p_{\text{sconcentrée}} = q's \times (U \times V) = 74.48 \text{KN} \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_0^{x2} = Pu \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_0^{y2} = Pu \times (M_1 + \nu M_2) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD (annexe n°4 et 5) en fonction de ρ .

$$\text{Et } \alpha = \frac{U}{L_y} = 0.92, \beta = \frac{V}{L_y} = 0.727$$

$$v : \text{Coefficient de poisson} : \begin{cases} v = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

D'après les deux abaques de PIGEAUD pour $\rho = 0.8$:

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.063 \\ M_2 = 0.042 \end{cases}$$

Donc on aura :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0^{x2} = 6.39 \text{KN.m} \\ M_0^{y2} = 4.26 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_0^{x2} = 5.31 \text{KN.m} \\ M_0^{y2} = 4.06 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_0^x = M_0^{x1} + M_0^{x2} \\ M_0^y = M_0^{y1} + M_0^{y2} \end{cases} \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} M_0^y = 6.99 \text{KN.m} \\ M_0^y = 4.6 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_0^y = 6.08 \text{KN.m} \\ M_0^y = 4.59 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Moments corrigés

En travée :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 5.94 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 3.91 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 5.17 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 3.90 \text{KN.m} \end{cases}$$

En appui :

$$\text{ELU} \begin{cases} \text{ELU: } M_t^x = -0.5 M_0^x = -3.5 \text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^x = -0.5 M_0^x = -3.04 \text{KN.m} \end{cases}$$

III.7.3. Calcul du ferrailage

Le tableau suivant résume les résultats du ferrailage de la dalle salle machine :

Tableau III.24 Ferrailage de la salle machine.

Position	sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)	St (cm ²)
Travée	X-X	5.94	0.034	0.044	0.108	1.58	1.24	4HA8=2.01	25
	Y-Y	3.91	0.022	0.028	0.108	1.03	1.12	4HA8=2.01	25
Appui	X-X	-3.5	0.02	0.025	0.108	0.092	1.12	4HA8=2.01	25
	Y-Y								

- Vérification des espacements

$$St \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

- Vérification à l'ELU :

- Vérification du poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{F_e}{\gamma_b} \text{BAEL91 (Art A.5.2.4.2)}$$

q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (101.5 + 101.5) = 406 \text{ cm}$$

$$q_u = 98.55 \text{ KN} < 426.23 \text{ KN}$$

Remarque : Pas de risque de poinçonnement.

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{28} = 1.17 \text{ MPa}$$

Tableau III.25 Vérification de l'effort tranchant de la salle machine

Position	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I(cm4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Observation
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	X-X	5.17	2.29	2687.6	4.4	15	Vérifiée
	Y-Y	3.9	2.29	2687.6	3.32	15	Vérifiée
Appui	X-X	-3.04	2.29	2687.6	2.59	15	Vérifiée
	Y-Y						

Donc : $\tau_u = 0.3 < \bar{\tau} = 1.17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ vérifiée

Remarque : Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification à l'ELS
- Vérification des contraintes

Tableau III.26 Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle salle machine.

Effort tranchant (KN)	Sous charge répartie (KN)	Sous charge concentrée (KN)	Superposition $V=V1+V2$	$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$ (MPa)
Selon x et y $V_x - V_y$	3.37	39.24	42.61	0.3

III.7.4. Etat limite de déformation (Flèche)

Sens X :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{0.14}{1.1} = 0.127 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{3.9}{20 \times 4.59} \right] = 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.00182 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 3. L = 1.1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Sens Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{0.14}{1.4} = 0.1 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{3.9}{20 \times 4.59} \right] = 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.00182 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 3. L = 1.4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7.5. Schémas de ferrailage :

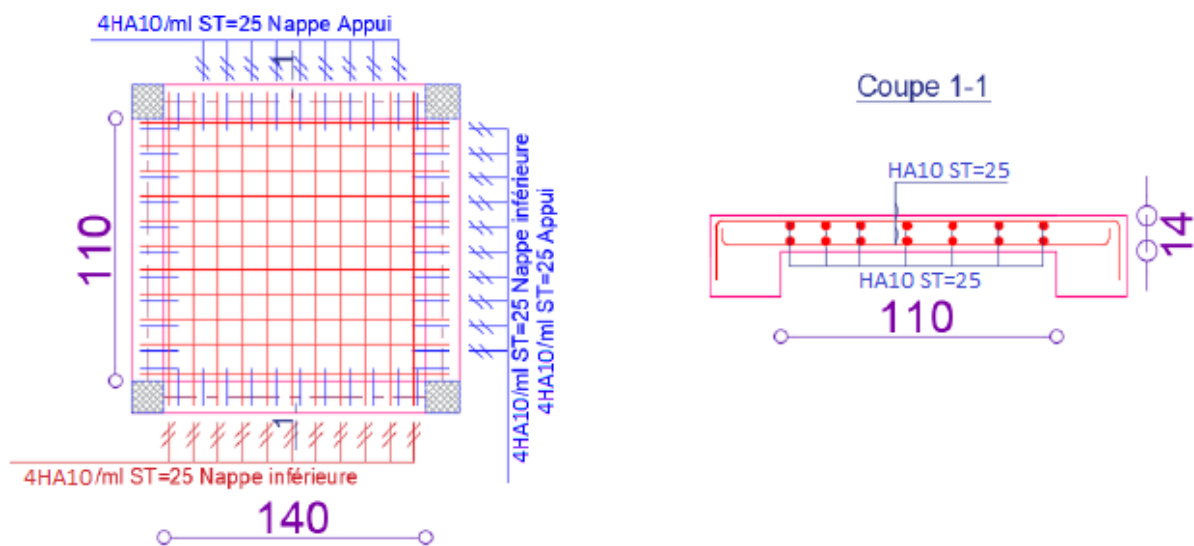


Figure III.20 Ferrailage de la dalle salle machine

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction

La structure étudiée est implantée à Bejaia donc elle est classée en zone sismique II_a selon la classification du RPA99/2003, alors le comportement de la construction sous action dynamique a fait l'Object d'étude dans ce chapitre afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

IV.1. Modélisation

Afin de pouvoir déterminer les efforts dans les éléments porteurs de la structure sous les différents chargements (verticaux et horizontaux), on a modélisé la structure avec le logiciel ETABS version 16 qui est un logiciel qui se base sur la méthode des éléments fini. Ce logiciel construit les différentes matrices que ce soit matrice masse, rigidité ou vecteurs forces à chaque nœud de la structure et fait l'assemblage de ces matrices et leurs résolutions ce qui constitue des milliers de matrices résolue en quelques minutes.

Quant aux étapes suivit lors de travail on a commencé par définir la géométrie de structure en construisant un système de grilles, ensuite on a défini les différents matériaux (béton et acier). On est passé à la définition des différentes sections qui constitue ce bâtiment, les poteaux et les poutres comme des éléments frames, les plancher et escaliers comme des éléments Shell et les voiles comme des éléments Wall qui seront ensuite émailler. Après avoir dessiner la structure et ces éléments constituant on va les charger avec les différents chargements déjà évalué dans le chapitre II, quant au voile de soutènement on lui appliquera un chargement triangulaire avec l'équation suivante : $y = 0.82C - 5.16$. On passe à l'encastrement les différents nœuds à la base du bâtiment, et puis pour avoir un plancher infiniment rigide on applique un diaphragme qui va réduire le nombre de degré de liberté. On va ensuite introduire le spectre de réponse du RPA comme il est défini dans la partie **IV.4.1**. Après avoir essayé plusieurs dispositions de voile on a abouti à la disposition présenter dans la figure IV.4.2.1. Une tâche qui n'a pas été des plus aisés et qui nous donne un bon comportement de la structure et vérifie toutes les exigences dictées par le règlement parasismique algérien.

IV.2. Le choix de type de contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le bâtiment est situé en zone sismique (**II_a**) avec plus de quatre niveaux et il dépasse les 14m de hauteur, alors il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements on optera pour un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction car ce système est le plus adéquat pour ce genre de bâtisse.

IV.3. Méthode de calcul

Selon le RPA 99 V 2003, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes

A) La méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) (Article 4.2.1 RPA 99 v2003)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante $V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$ (Article 4.2.3 RPA 99 v2003)

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure

B) La méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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 vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0,8V_{\text{st}} \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.3.6})$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0,8V_{\text{st}}}{V_{\text{dyn}}}$.

Avec : V_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$$V_{\text{st}} = \frac{A.D.Q.W}{R} : \text{Effort tranchant statique à la base.}$$

Tel que :

- $A= 0,15$ ----- Groupe d'usage 2 ----- Zone sismique II_a .
- $R= 5$ ----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.
- D

Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement η (RPA99 (Formule 4-2))

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.3)})$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique, en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte

$\xi = 8,5\%$ D'où : $\eta = 0.8164$ (le cas le plus défavorable)

On a un site rocheux (S1) $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,3 \text{ s} \end{cases}$ (RPA99/2003 (Tableau 4.7))

- Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \begin{cases} C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots \dots (1) \\ \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H=26,18\text{m}$: hauteur totale du bâtiment (acrotère non comprises).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. ...
(RPA99/2003 (Tableau 4.6)).

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 17.60 \text{ m} \\ L_y = 20.85 \text{ m} \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,56; 0,58) = 0,56 \text{ s} \\ T_y = \min(0,51; 0,58) = 0,51 \text{ s} \end{cases}$$

Donc les périodes statiques majorées de 30% sont :

$$\begin{cases} 1,3T_x = 1,3 * 0,56 = 0,728 \text{ s} \\ 1,3T_y = 1,3 * 0,51 = 0,669 \text{ s} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 1,8923 \\ D_y = 2 \end{cases}$$

- $Q = 1 + \sum 16 p_q$ (RPA99/2003 (Formule 4.4))

p_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (Tableau IV.3.1)

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités

N°	Critère (Q)	XX		YY	
		Observation	p _q	Observation	p _q
1	0 Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
$1 + \sum_{i=1}^6 p_q$		$Q_X = 1.1$		$Q_Y = 1.1$	

$$\bullet \mathbf{W} = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ avec : } W_i = W_G + \beta W_Q$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Concernant notre projet, on dispose de niveaux à usage d'habitation et niveau a usage commerciale donc les valeurs du coefficient de pondération sont $\beta=0.2$ et $\beta=0.6$ (RPA99/2003 (Formule 4.5))

Dans notre cas : $\mathbf{W} = 29405.1887 \text{ KN}$

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est : $\begin{cases} V_{st}^x = 1836.23 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 1940.74 \text{ KN} \end{cases}$

IV.4. Spectre de réponse de calcul

IV.4.1 Définition du spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta * 1,25A * \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} * \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

Remarque

D’après l’article 4.3.3 du RPA99/2003 lors du calcul du spectre de réponse, il y’a lieu de prendre lors du calcul du facteur de qualité que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà était prisent en compte par le model.

Lors de l’analyse tridimensionnel du bâtiment on prend la valeur de q la plus pénalisante des valeurs calculées selon les deux directions orthogonales.

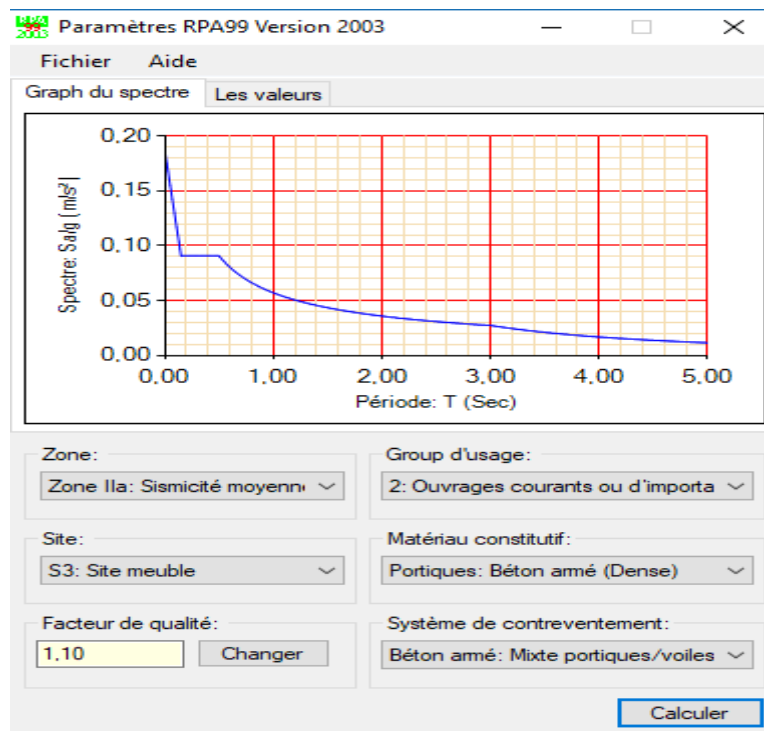


Figure IV.1 Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

IV.4.2. Résultats obtenus après modélisation

Après la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants

IV.4.2.1. Disposition et longueur des voiles

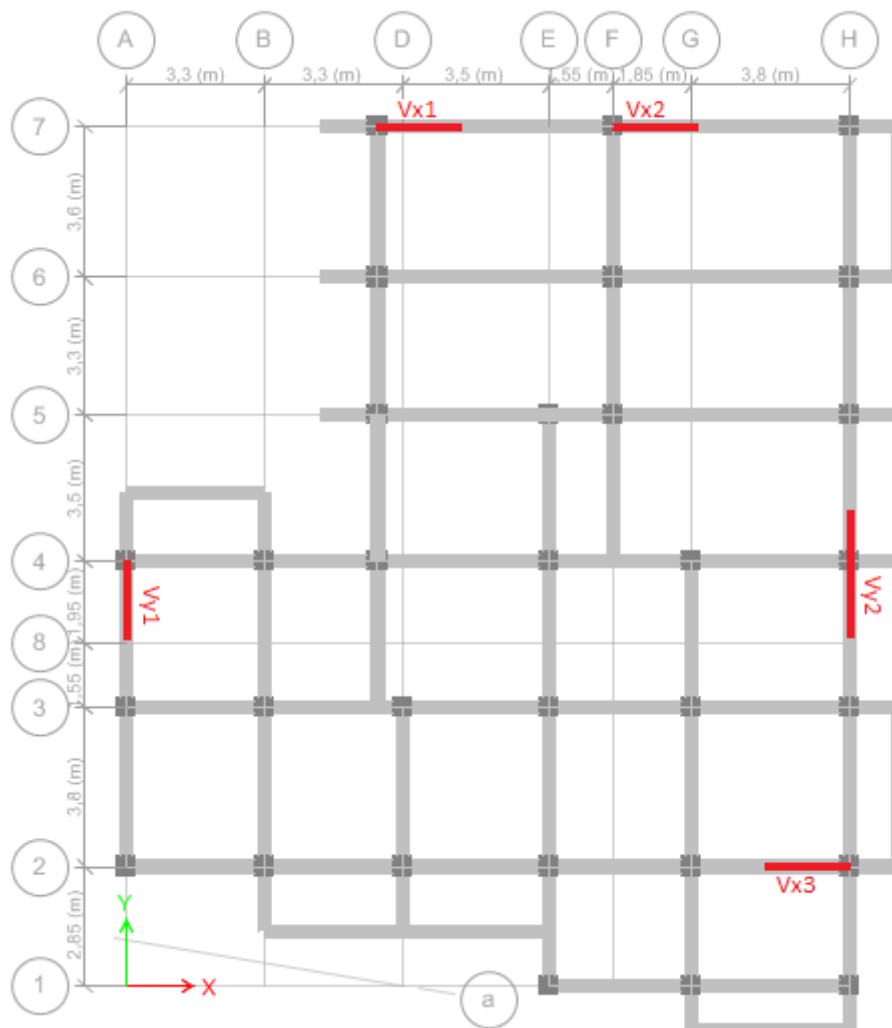


Figure IV.2 Vue en plan de la disposition des voiles

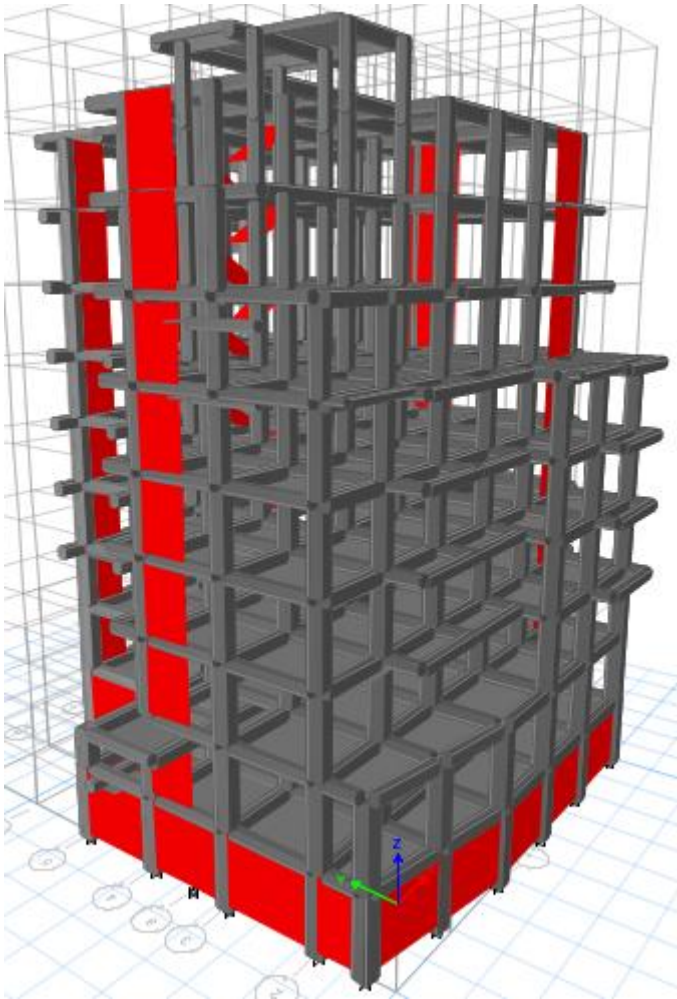
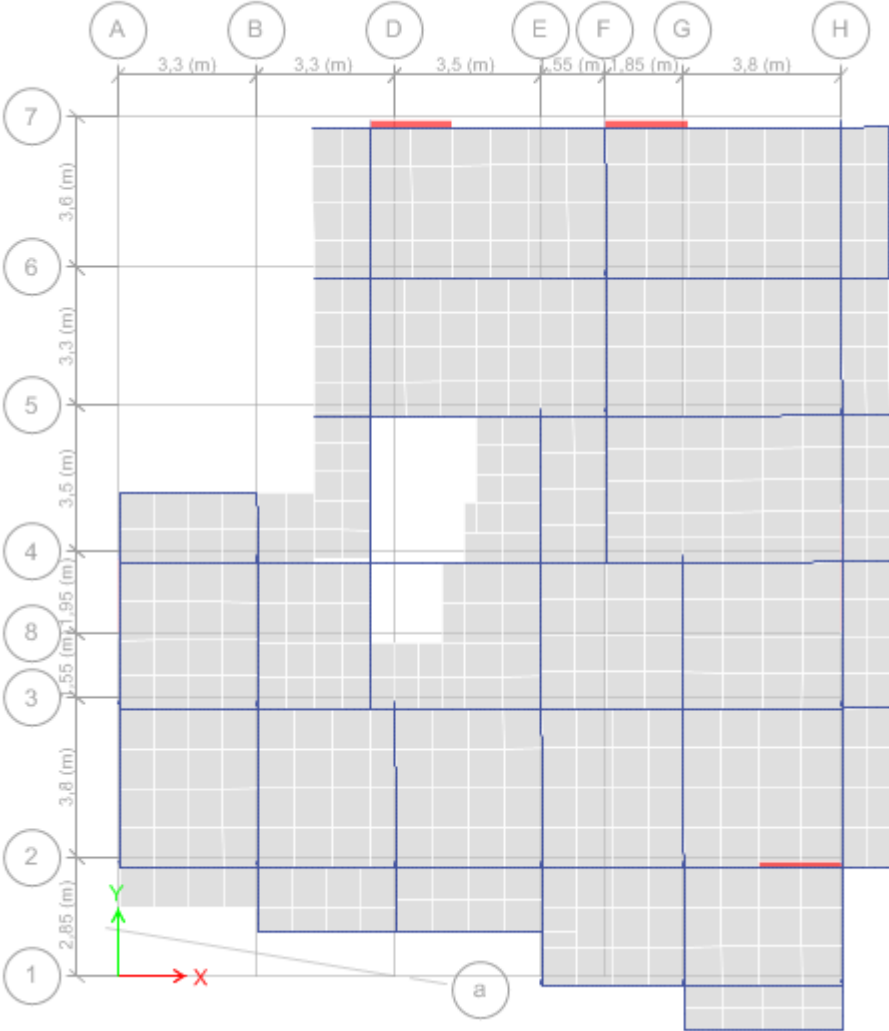


Figure IV.3 Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16

IV.4.2.2. Analyse modale

Le modèle nous a donnée différents modes de translation



FigureIV.4Vue en plan de 1^{er} mode de translation selon y

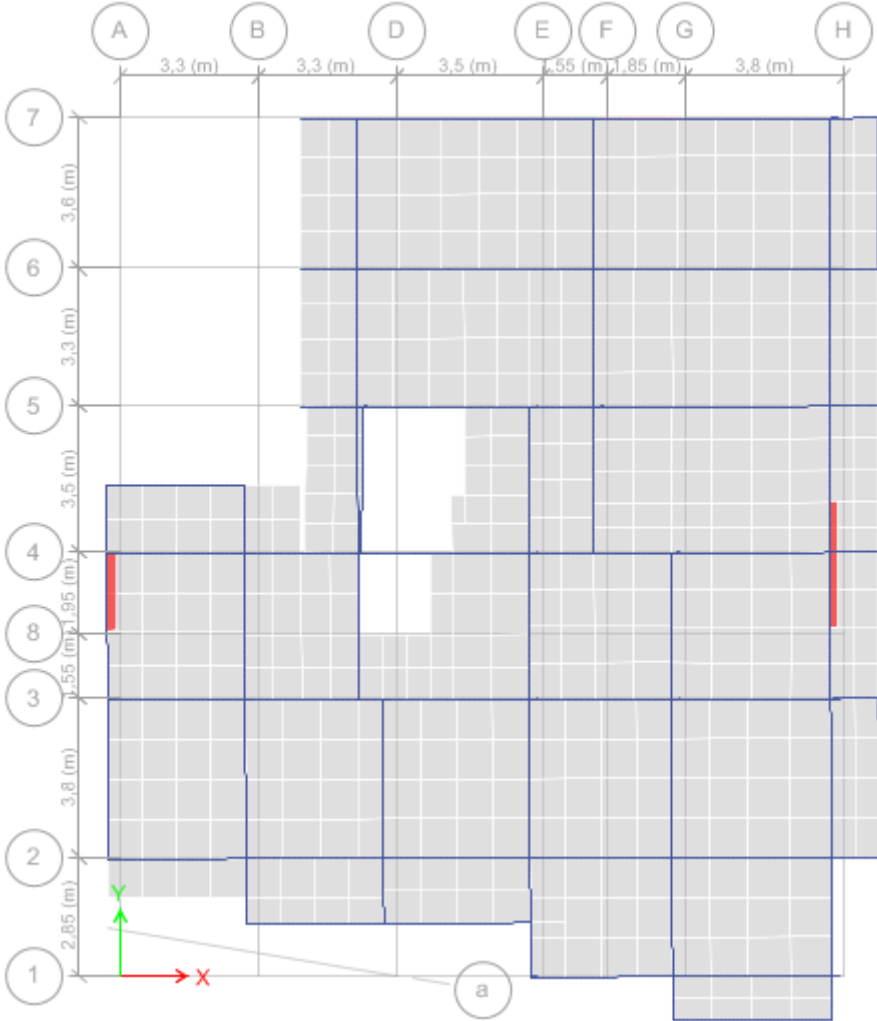


Figure IV.5 Vue en plan de 2^{ème} mode de translation selon x

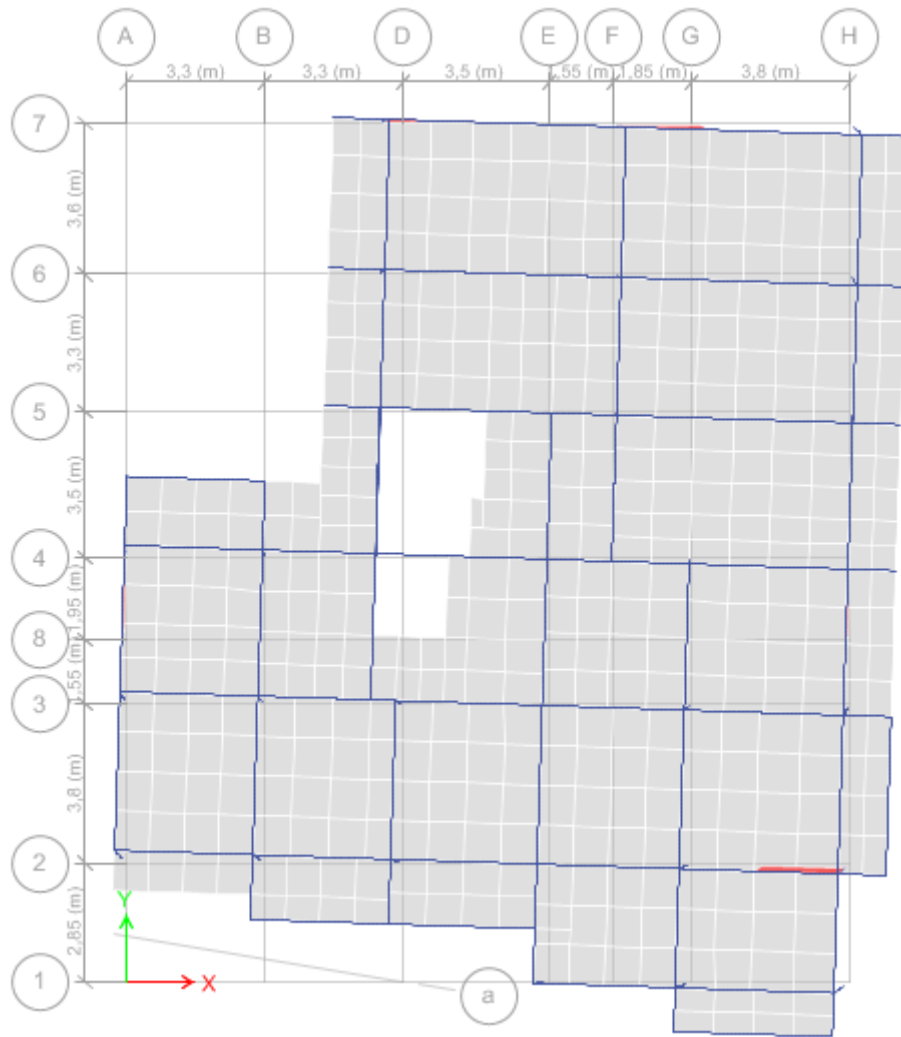


Figure IV.6 Vue en plan de 3^{ème} mode de torsion selon z

IV.5 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003

IV.5.1 Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{ème}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Pour les structures représentées par le modèle plan dans 2 directions orthogonale, le nombre de mode à retenir doit être tel que la somme des masses totale effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.2 Période et taux de participation massique de la structure

Mode		Période (s)	UX	UY	Somme UX	Somme UY
Mode	1	0,66	0,0051	0,6315	0,0051	0,6315
Mode	2	0,603	0,63	0,0047	0,6351	0,6362
Mode	3	0,504	0,0066	0,0041	0,6417	0,6403
Mode	4	0,221	0,004	0,1093	0,6457	0,7496
Mode	5	0,205	0,1088	0,0042	0,7545	0,7538
Mode	6	0,159	0,0055	0,0018	0,76	0,7556
Mode	7	0,139	5,47 $\times 10^{-7}$	0,0106	0,76	0,7662
Mode	8	0,115	0,0262	$3,23 \times 10^{-7}$	0,7862	0,7662
Mode	9	0,107	0,0002	0,0466	0,7864	0,8128
Mode	10	0,1	0,0302	0,0006	0,8165	0,8134
Mode	11	0,085	0,0005	0,00004689	0,817	0,8134
Mode	12	0,075	0,003	0,0002	0,8199	0,8137
Mode	13	0,066	0,0028	0,0284	0,8228	0,8421
Mode	14	0,064	0,0288	0,003	0,8515	0,8451
Mode	15	0,046	0,0042	0,0166	0,8557	0,8617
Mode	16	0,045	0,0058	0,0038	0,8416	0,8663
Mode	17	0,044	0,0148	0,0008	0,8764	0,8663
Mode	18	0,035	0,0019	0,0132	0,8783	0,8794
Mode	19	0,034	0,0102	0,0021	0,8885	0,8815
Mode	20	0,03	0,0093	0,0001	0,8981	0,8816
Mode	21	0,029	0,0003	0,008	0,8981	0,8897
Mode	22	0,028	0,0023	0,0004	0,9005	0,8901
Mode	23	0,026	0,0007	0,0063	0,9011	0,8964
Mode	24	0,025	0,0075	0,0006	0,9086	0,879
Mode	25	0,022	0,0103	0,0001	0,9189	0,8971
Mode	26	0,019	0,0588	0,0088	0,9778	0,906

Remarque

On constate que la période obtenue numériquement est inférieure à celle calculer empiriquement majorée de 30%. Et pour la participation massique on atteint les 90% de la masse total du bâtiment pour le mode 1 au 26^{ème} mode

$$\begin{cases} 1,3T_x = 0,728 \text{ s} > 0,603 \text{ s} \\ 1,3T_y = 0,669 \text{ s} > 0,66 \text{ s} \end{cases}$$

Donc la condition est vérifiée

IV.5.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

Le RPA99 V2003 exige la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
SensX	1515.5753	1468.98678	Vérifiée
SensY	1557.3351	1552.59396	Vérifiée

IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 ART3.4. a exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit

A) Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).}$$

B) Sous charges horizontales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 75\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles)}$$

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction verticale

Niveaux	Charges verticales (KN)		Charges verticales (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Etage 7	-2774,7442	-489,865	84,9947	15,0053	Vérifiée
Etage 6	-5072,744	-1043,6966	82,9362	17,0638	Vérifiée
Etage 5	-7844,7772	-1624,0125	82,8488	17,1512	Vérifiée
Etage 4	-10985,3996	-2131,175	83,7520	16,2480	Vérifiée
Etage 3	-14179,7439	-2574,7561	84,6325	15,3675	Vérifiée
Etage 2	-17425,0176	-2985,6173	85,3722	14,6278	Vérifiée
Etage 1	-20775,706	-3342,3805	86,1301	13,8699	Vérifiée
RDC	-24743,6734	-3762,4728	86,8012	13,1988	Vérifiée
Sous-sol	20746,8229	-2571,7125	88,9947	11,0286	Vérifiée

Remarque

Les interactions verticales sont vérifiées dans tous les niveaux du bâtiment

Tableau IV.5 Vérification de l'interaction horizontale

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charges horizontal (KN)		Charges horizontal (%)		Charges horizontal (KN)		Charges horizontal (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Etage 7	254,668	93,1287	73,22	26,78	292,981	93,753	75,76	24,24
Etage 6	352,2894	177,792	66,46	33,54	325,366	204,07	61,45	38,55
Etage 5	458,4861	283,831	61,76	38,24	528,315	218,326	70,76	29,24
Etage 4	645,6414	288,62	69,11	30,89	629,37	303,97	67,43	32,57
Etage 3	680,0961	399,38	63,00	37,00	765,632	325,662	70,16	29,84
Etage 2	778,8601	421,446	64,89	35,11	771,844	441,763	63,60	36,40
Etage 1	752,093	556,85	57,46	42,54	830,367	496,644	62,57	37,43
RDC	838,2305	597,14	58,40	41,60	774,96	634,118	55,00	45,00
Sous sol	141,5036	214,82	39,71	60,29	161,656	190,681	45,88	54,12

Remarque

On constate dans les résultats résumés dans le tableau ci-dessus que les interactions horizontales sont vérifiées à tous les niveaux dans les deux directions orthogonales

IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 ARTIV.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} * B} \leq 0,3$$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj}: La résistance caractéristique du béton.

Pour que l'effort normal réduit soit vérifié on a été contraint d'augmenter les sections des poteaux de la structure étudié.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant

Tableau IV.6 Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage

Niveau	B m	H m	S cm ²	Combinaisons	N (KN)	γ	Observation
sous sol	55	55	3025	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	1768.22	0.23	Vérifiée
RDC	50	55	2750	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	1508.11	0,22	Vérifiée
Etage 1	50	50	2500	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	1320.67	0,21	Vérifiée
Etage 2	45	50	3900	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	1120.89	0.20	Vérifiée
Etage 3	45	45	2025	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	915.001	0,18	Vérifiée
Etage 4	40	45	1800	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	721.83	0,16	Vérifiée
Etage 5	40	40	1600	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	543.89	0,14	Vérifiée
Etage 6	35	40	1400	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	379.90	0,11	Vérifiée
Etage 7	35	35	1225	G + Q + Ex _{dyn} ^{min}	240.44	0,08	Vérifiée

Remarque

L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux du bâtiment.

IV.5.5. Vérification du dépassement inter étage

Selon le RPA99/2003 Art 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0 % de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

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

$$\Delta_k < 1\% * h_e$$

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »

δ_{ek} : Déplacement élastique du niveau « k »

R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Vérification des déplacements entres étages sens xx

Déplacement sens xx							
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
Sous-sol	0	0,000073	0,000365	0	0,0003650	0,0001217	Vérifiée
RDC	3,06	0,000892	0,00446	0,000365	0,0040950	0,0013382	Vérifiée
Etage 1	5,95	0,00232	0,0116	0,00446	0,0071400	0,0024706	Vérifiée
Etage 2	8,84	0,004029	0,020145	0,0116	0,0085450	0,0029567	Vérifiée
Etage 3	11,73	0,005827	0,029135	0,020145	0,0089900	0,0031107	Vérifiée
Etage 4	14,62	0,007564	0,03782	0,029135	0,0086850	0,0030052	Vérifiée
Etage 5	17,51	0,009158	0,04579	0,03782	0,0079700	0,0027578	Vérifiée
Etage 6	20,4	0,010545	0,052725	0,04579	0,006950	0,0023997	Vérifiée
Etage 7	23,29	0,011741	0,058705	0,052725	0,0059800	0,0020692	Vérifiée

Tableau IV.8 Vérification des déplacements entres étages sens yy

Déplacement sens yy							
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
Sous-sol	0	0,000051	0,000255	0	0,0002550	0,0000850	Vérifiée
RDC	3	0,001006	0,00503	0,000255	0,0047750	0,0015605	Vérifiée
Etage 1	5,95	0,002677	0,013385	0,00503	0,0083550	0,0028910	Vérifiée
Etage 2	8,84	0,004655	0,023275	0,013385	0,0098900	0,0034221	Vérifiée
Etage 3	11,73	0,006683	0,033415	0,023275	0,0101400	0,0035087	Vérifiée
Etage 4	14,62	0,00865	0,04325	0,033415	0,0098350	0,0034031	Vérifiée
Etage 5	17,51	0,010469	0,052345	0,04325	0,0090950	0,0031471	Vérifiée
Etage 6	20,4	0,012126	0,06063	0,052345	0,0082850	0,0028668	Vérifiée
Etage 7	23,29	0,013932	0,06966	0,06063	0,0090300	0,0031246	Vérifiée

Commentaire

On constate d'après les résultats exposés dans les deux tableaux ci-dessus que les déplacements inter étages sont inférieure à un centième de la hauteur d'étage suivant les directions orthogonales ce qui signifie d'après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d'instabilité.

V.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Les effets du second ordre ou effet P- Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est

Satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Remarque

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en

Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.9 Vérification des effets du second ordre sens xx

Effet P- Δ sens xx						
Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (m)	Θ	Observation
Sous-sol	0	29405,188	1515,5754	0,000365	0,002361	Vérifiée
RDC	3,06	24847,5934	1478,4784	0,004095	0,0022491	Vérifiée
Etage 1	5,95	21280,0198	1434,1149	0,007140	0,036660	Vérifiée
Etage 2	8,84	18050,3185	1351,8253	0,008545	0,039480	Vérifiée
Etage 3	11,73	22869,969	1224,597	0,008990	0,037731	Vérifiée
Etage 4	14,62	18967,5329	1055,5483	0,008685	0,031314	Vérifiée
Etage 5	17,51	15201,3309	845,3799	0,007970	0,027620	Vérifiée
Etage 6	20,4	11492,9634	605,7822	0,006935	0,021804	Vérifiée
Etage 7	23,29	7850,7244	380,9797	0,005980	0,016270	Vérifiée

Tableau IV.10 Vérification des effets du second ordre sens yy

Effet P- Δ sensyy						
Niveau	h_K (m)	Pk (KN)	v_k (KN)	Δ_k (m)	Θ	Observation
Sous-sol	0	29405,1887	1557,3351	0,000255	0,001605	Vérifiée
RDC	3,06	24847,5934	1475,6871	0,004775	0,026275	Vérifiée
Etage 1	5,95	21280,0198	1429,2008	0,008355	0,043045	Vérifiée
Etage 2	8,84	18050,3185	1345,0404	0,009890	0,045925	Vérifiée
Etage 3	11,73	14853,6902	1218,4506	0,010140	0,042773	Vérifiée
Etage 4	14,62	10998,6928	1049,51	0,009835	0,035664	Vérifiée
Etage 5	17,51	8466,6961	839,3094	0,009095	0,031747	Vérifiée
Etage 6	20,4	5504,2255	607,9803	0,008285	0,025954	Vérifiée
Etage 7	23,29	2995,564	391,566	0,009030	0,023904	Vérifiée

Commentaire

Les résultats des calculs résumés dans les deux tableaux précédent indique que les effets du second ordre sont inférieure a 0.1 ce qui signifie d'après le règlement parasismique algérien (art 5.9) dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

Conclusion

Lors de la modélisation de ce bâtiment plusieurs type de disposition de voile on était essayé pour obtenir un comportement optimal tout en veillant à ce que les vérifications exigé par le RPA99/2003 soit satisfaite. Néanmoins l'architecture de ce bâtiment nous a beaucoup restreints lors de la disposition des voiles.

Pour que les vérifications soient toutes satisfaites on a opté les sections des poteau suivantes : (55*55) cm² pour le sous-sol, (50*55) cm² pour le RDC, (50*50) cm² pour le 1^{er} étage, (45*50) cm² pour le 2^{ème} étage, (45*45) cm² pour le 3^{ème} étage, (40*45) cm² pour le 4^{ème} étage, (40*40) cm² pour le 5^{ème} étage, (35*40) cm² pour le 6^{ème} étage, (35*35) cm² pour le 7^{ème} étage.

Le voile de soutènement est de 20 cm épaisseur, les voiles de contreventement sont de 15 cm pour tous les niveaux.

Chapitre V

**Etudes des éléments
structuraux**

Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposées pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

Les combinaisons données par le RPA99/2003 pour déterminer les sollicitations sont les suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q$ (ELS)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Les exigences du RPA99/2003

Armatures longitudinales.

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II_a est limité par:

$$-A^{\min} = 0.8\% \text{ de la section de béton}$$

$$-A^{\max} = 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante).}$$

$$-A^{\max} = 6\% \text{ de la section de béton (en zone de recouvrement).}$$

- $\Phi^{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur minimale de recouvrement (L^{\min}) est de 40Φ .

- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Concernant notre projet, les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone nodale
Sous-sol	55x55	24.2	121	181.5
RDC	50x55	22	110	165
Etage 1	50x50	20	100	150
Etage 2	45x50	18	90	135
Etage 3	45x45	16.2	81	121.5
Etage 4	40x45	14.4	72	108
Etage 5	40x40	12.8	64	96
Etage 6	35x40	11.2	56	84
Etage 7	35x35	9.8	49	73.5

Les différentes sollicitations dans poteaux de la structure sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables.

Tableau V.2 Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	V_{\max}
Sous-sol	1768.221 \rightarrow -2.4225	37.75 \rightarrow 372.7558	-78.6879 \rightarrow 10.8528	20.81
	Elu	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
RDC	1555.1356 \rightarrow 3.7834	83.6376 \rightarrow 39.7185	- 406.3252 \rightarrow 10.8429	91.0519
	Elu	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 1	1355.8138 \rightarrow - 12.735	83.3314 \rightarrow 284.6685	-121.502 \rightarrow 9.9673	68.4784
	Elu	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 2	1164.8151 \rightarrow 8.43	84.4078 \rightarrow 273.6006	5.7535 \rightarrow 11.99	91.8645
	Elu	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 3	978.9679 \rightarrow 8.43	- 79.7454 \rightarrow 784.2101	48.8286 \rightarrow -17.204	84.1
	Elu	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 4	799.0629 \rightarrow - 11.6342	- 75.8674 \rightarrow 638.9968	25.5241 \rightarrow 23.7938	79.38
	Elu	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 5	623.3177 \rightarrow - 12.3947	- 64.1153 \rightarrow 498.4078	16.9738 \rightarrow 10.3866	66.97
	Elu	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 6	451.8186 \rightarrow 0.9823	-58.562 \rightarrow 365.6319	-28.0308 \rightarrow 3.6033	60.54
	Elu	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 7	302.4074 \rightarrow - 30.8037	- 47.0835 \rightarrow 240.4442	-24.5562 \rightarrow - 10.9127	48.63
	Elu	G+Q+EY _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Salle machine	156.635 \rightarrow -12.7529	- 21.9528 \rightarrow 120.7732	-8.0143 \rightarrow 9.8216	14.77
	Elu	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	

V.1. Ferrailage des poteaux

A) Ferrailage longitudinal

❖ Exemple de calcul :

➤ 1^{ère} combinaison $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

Ce calcul se fait à la flexion composée ($N+M$) avec les données suivantes :

$$N_{\max} = 1768.221 \text{ KN (compression)}$$

$$M_c = 2.4225 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{ cm}$

$$b_1 = 55 \text{ cm ; } h_1 = 0,55 \text{ cm ; } d = 52 \text{ cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.137 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.435 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0,431 \text{ MN.m}$$

$$\begin{aligned} (0.337h - 0.81d')b h f_{bu} &= (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0,55 \times 0,55 \times 18.48 \\ &= 0,900 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

Donc :

$$0.431 < 0.900 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,156 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.240 \\ z = 0.47 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 23.13 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -21.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / 400$$

$$A_{min} = 3,65 \text{ cm}^2$$

Le tableau qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage sous différentes combinaisons :

Tableau V.3 Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	Combinaison	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous-sol	55x55	S.E.C	ELU	0	3,45	24.2	6HA16+8HA14 =24,36
		S.P.C	ELA	0	3,45		
		S.P.C	ELA	4.68	3,45		
RDC	50x55	S.E.C	ELU	0	3,13	22	6HA16+8HA14 =24.36
		S.P.C	ELA	10.74	3.13		
		S.P.C	ELA	6.60	3,13		
Etage 1	50x50	S.E.C	ELU	0	2,83	20	8HA14+4HA16 =20.36
		S. PC	ELA	4.32	2.83		
		S.P.T	ELA	1.95	2,83		
Etage 2	45x50	S.E.C	ELU	0	2.55	18	6HA16+4HA14 =18,22
		S.P.C	ELA	4.5	2,55		
		S.P.C	ELA	1.95	2,55		
Etage 3	45x45	S.E.C	ELU	0	2,28	16.2	4HA16+6HA14 =17.28
		S.P.C	ELA	0	2.28		
		S.P.C	ELA	1.35	2,28		

Etage 4	40x45	S.E.C	ELU	0	2,02	14.4	10HA14 =15,39
		S.P.C	ELA	0	2,02		
		S.P.C	ELA	3.81	2,02		
Etage 5	40x40	S.E.C	ELU	0	1.78	12.8	10HA14 =15,39
		S.P.C	ELA	1.42	1.78		
		S.P.C	ELA	1.65	1.78		
Etage 6	35x40	S.E.C	ELU	0	1,56	11.2	8HA14 =12.32
		S.P.C	ELA	0	1,56		
		S.P.C	ELA	2.13	1,56		
Etage 7	35x35	S.P.C	ELU	0	1.35	9.8	4HA14+4HA12 =10.68
		S.P.C	ELA	3.45	1.35		
		S.P.C	ELA	3.06	1.35		

B) Ferrailage transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le 1^{er} niveau

Et le reste sera récapitulé dans le tableau

- Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2

-On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

$$b = 55\text{cm} \quad h_1 = 55\text{cm} \quad h_e = 3\text{m} \quad V = 20.81 \text{ KN}$$

Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

h_1 : Hauteur de la section du poteau

ρ : Coefficient de correction majorateur qui tient compte de risque de rupture fragile par cisaillement.

t : espacement des armature transversale.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation

Considérée.

λ_g : élancement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement

-Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_1^{\min} \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) \leftrightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante : $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

❖ Exemple de calcul

b = 55cm h=55cm, $h_e = 3\text{m}$, V = 20.81 KN, $\phi_1^{\min} = 14\text{ mm}$

$l_f = 0,7 l_0$ avec l_0 : hauteur libre de l'étage.

$$l_f = 2,1 m \lambda_g = \frac{l_f}{a} = 3.81$$

$$\rho < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

$$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 10\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$$

$$A_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 0.53 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 0.35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t^{\min} \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 3.28 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 3.28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 6\text{HA}10 = 4.71\text{cm}^2 \\ \text{Zone nodale} & \rightarrow 6\text{HA}10 = 4.71\text{cm}^2 \end{cases}$$

Tout le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus

Tableau V.4 Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	Sous Sol	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage4	Etage5	Etage6	Etage7
Section (Cm ²)	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35
ϕ_l^{\min} (Cm)	1.4	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,4	1,2
l_f (m)	2,1	2,142	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023
λ_g	3,881	3,89	4,04	4,04	4,49	4,49	5,05	5,05	5,78
V_{\max} (KN)	20.81	91.05	68.47	91.86	84.1	79.38	66.97	60.54	48.63
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
t_{nodale} (Cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t_{courante} (Cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
A_t^{nodale} (Cm ²)	0.35	1.55	1,28	1,72	1.75	1.65	1.04	0.94	0.86
A_t^{courant} (Cm ²)	0.53	2.32	1.92	2,58	2.62	2.47	1.56	1.41	1.3
$A_{t,\text{nodale}}^{\min}$ (Cm ²)	3.28	3.17	2.7	2.7	1.92	1.92	1.35	1.35	1.05
$A_{t,\text{courant}}^{\min}$ (Cm ²)	3.28	3.17	2.7	2.7	1.92	1.92	1.35	1.35	1.05
$A_t^{\text{adoptée}}$	8HA8	8HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	4HA8	4HA8

V.2. Vérifications relatives aux poteaux :

1) Vérification des armatures transversales :

Selon l'article A.7.1.3 CBA93 le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage :

Tableau V.5 Vérification des armatures transversales pour chaque étage

Niveau	ϕ_{lmax} (mm)	$\frac{\phi_{lmax}}{3}$ (mm)	$\phi_t^{courant}$ (mm)	Observation
Sous-sol	16	5,33	10	Vérifiée
RDC	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 1	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 2	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 3	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 4	14	4,66	10	Vérifiée
Etage 5	14	4,66	10	Vérifiée
Etage 6	14	4,66	10	Vérifiée
Etage 7	14	4,66	10	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux

2) Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II Les résultats est récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

Niveaux	Section	Nu (KN)	l _f (m)	Λ	α	B _r ≥ B _r ^{calc} (m ²)		Observation
	Cm ²					B _r (m ²)	B _r ^{cal} (m ²)	
Sous-sol	55×55	5114.20	2,1	13.21	0,826	0,281	0,224	Vérifiée
RDC	50×55	4545.26	2,142	14,82	0,82	0,254	0,249	Vérifiée
Etage 1	50×50	4088.19	2,023	13.99	0,823	0,230	0,224	Vérifiée
Etage 2	45×50	3634.46	2,023	15.55	0,817	0,206	0,201	Vérifiée
Etage 3	45×45	3290.03	2.023	15,55	0,817	0,185	0,183	Vérifiée
Etage 4	40×45	2875.04	2,023	17,49	0,809	0,163	0,160	Vérifiée
Etage 5	40 ×40	2829.17	2,023	17,49	0,809	0,163	0,158	Vérifiée
Etage 6	35×40	2186.43	2,023	19.99	0,797	0,125	0,123	Vérifiée
Etage 7	35×35	1904.82	2,023	19,99	0,797	0,109	0,106	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

3) Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$- \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$- \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Tel que ;

S=b*h+15*(A+A') n : Section homogénéisée .

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v\right)$$

$$I_{yy}' = \frac{\frac{N_s}{S}}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

BV

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.7 Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

Niveau	Section (Cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	Type de Section	V (m)	V' (m ²)	I _{yy'} (m ⁴)	σ _{bc1} MPa	σ _{sc2} MPa	σ̄ _{bc} Mpa	Observation
Sous-sol	55×55	1286.81	1.76	SEC	0.275	0.275	0.0093	3.95	3.84	15	Vérifiée
RDC	50×55	1131.84	2.77	SEC	0.275	0.275	0.0087	3.98	3.81	15	Vérifiée
Etage 1	50×50	983.39	11.25	SEC	0.25	0.25	0.0062	4.09	3.19	15	Vérifiée
Etage 2	45×50	845.03	9.07	SEC	0.25	0.25	0.0053	4.10	3.25	15	Vérifiée
Etage 3	45×45	710.46	9.9	SEC	0.225	0.225	0.0042	3.75	2.70	15	Vérifiée
Etage 4	40×45	580.21	8.28	SEC	0.225	0.225	0.0035	3.58	3.59	15	Vérifiée
Etage 5	40 ×40	453.01	8.82	SEC	0.2	0.2	0.0025	3.37	1.96	15	Vérifiée
Etage 6	35×40	328.87	6.83	SEC	0.2	0.2	0.0022	2.81	1..57	15	Vérifiée
Etage 7	35×35	220.41	12.24	SEC	0.175	0.175	0.0015	3.12	0.27	15	Vérifiée

Remarque

✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.

✓ Toute les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers

4) Vérification au cisaillement :

D'après leRPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 Vérification au cisaillement des poteaux

Niveau	b x h (Cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Sous-sol	55×55	2,1	3,881	0,04	0,52	20.81	0,072	1	Vérifiée
RDC	50×55	2,142	3,89	0,04	0,52	91.05	0,35	1	Vérifiée
Etage1	50×50	2,023	4,04	0,04	0,47	68.47	0,29	1	Vérifiée
Etage2	45×50	2,023	4,04	0,04	0,47	91.86	0,45	1	Vérifiée
Etage3	45×45	2,023	4,49	0,04	0,42	84.1	0,44	1	Vérifiée
Etage4	40×45	2,023	4,49	0,04	0,42	79.38	0,47	1	Vérifiée
Etage5	40 ×40	2,023	5,05	0,075	0,37	66.97	0,45	1.88	Vérifiée
Etage6	35×40	2,023	5,05	0,075	0,37	60.54	0,46	1.88	Vérifiée
Etage7	35×35	2,023	5,78	0,075	0.32	48.63	0,43	1.88	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

➤ **Dispositions constructives :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \emptyset$:

Pour $\emptyset = 20$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 2 = 80$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 80$ cm.

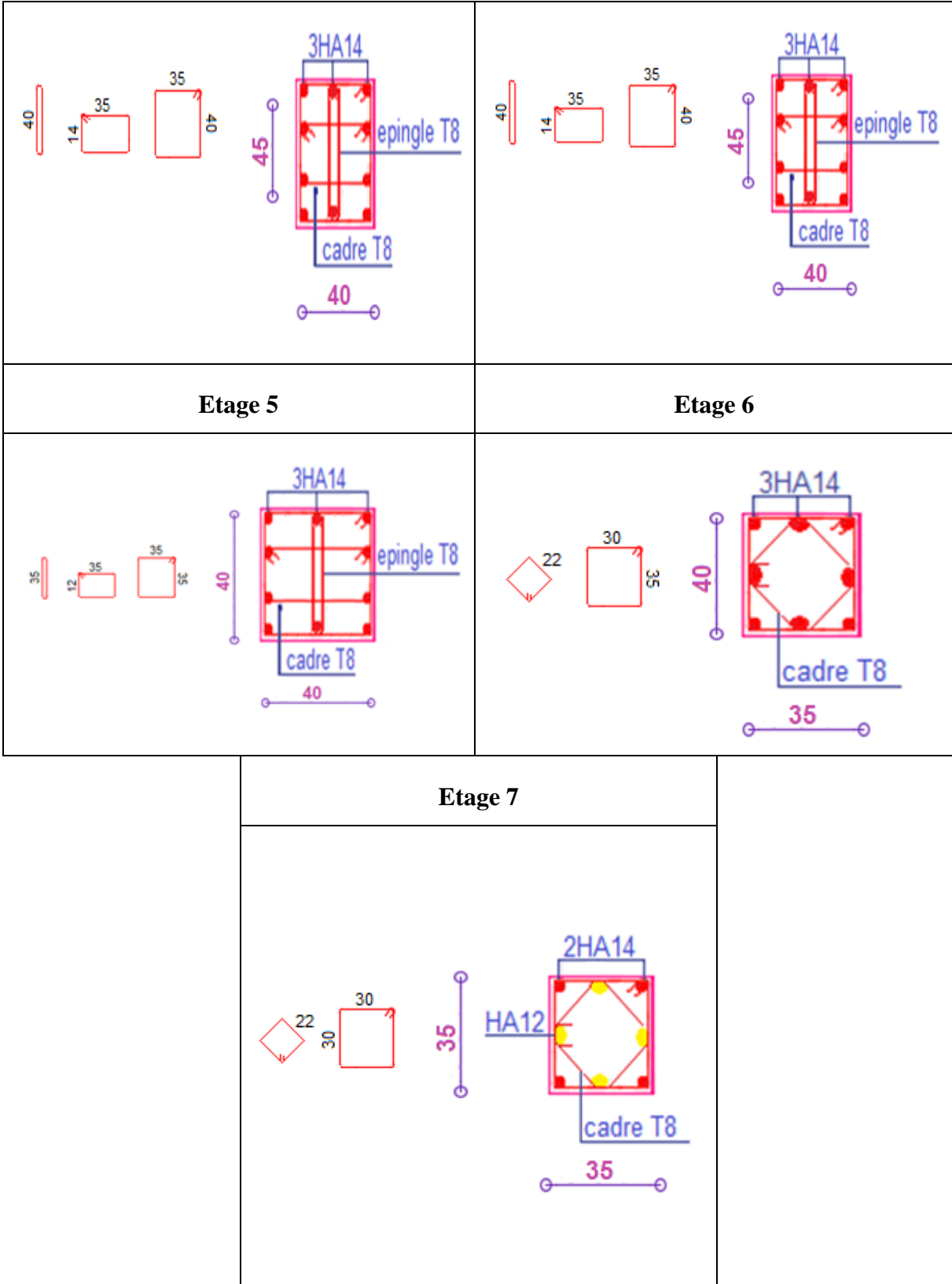
Pour $\emptyset = 16$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 65$ cm.

Pour $\emptyset = 14$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 60$ cm.

V.3. Schéma de ferrailage :

Tableau V.9 Schéma de ferrailage dans les différents poteaux

Sous-sol	RDC
Etage 1	Etage 2
Etage 3	Etage 4



V.4. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q \quad (\text{ELU})$$

$$G+Q \quad (\text{ELS})$$

$$G+Q\pm E \quad (\text{ELA})$$

$$0.8G\pm E \quad (\text{ELA})$$

V.4.1. Recommandations

➤ **Armatures longitudinales** RPA99/2003 art7.5.2.1

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II_a.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

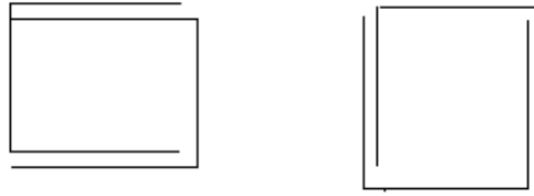


Figure V.1 Armature transversale dans la zone nodale.

➤ **Armatures transversales** : RPA99/2003 Art 7.5.2.2

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times b$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante}$$

V.4.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

A) Ferrailage longitudinale

❖ Poutres principales

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel Etabs sous les combinaisons les plus défavorables

Avec : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 38 \text{ cm}$, Fissuration nuisible (FN)

Tableau V.10 Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage

Niveaux	Position	M (KN. m)	Combinaison	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{opté}$ (m^2)	Choix de ferrailage
Sous-sol, RDC	Travée	50.64	ELA (B20)	3.44	6	8.01	3HA14+3HA12
	Appuis	-71.96	ELA (B7)	4.96	6	8.01	3HA14+3HA12
Etage 1,2	Travée	67.32	ELA (B3)	4.63	6	6.79	6HA12
	Appuis	-85.49	ELA (B3)	5.95	6	6.79	6HA12
Etage 3,4	Travée	66.62	ELA (B3)	4.58	6	6.79	6HA12
	Appuis	-85.35	ELA (B3)	5.94	6	6.79	6HA12
Etage 5,6,7	Travée	51.76	ELA (B3)	3.51	6	6.79	6HA12
	Appuis	-72.84	ELA (B3)	5.02	6	6.79	6HA12

❖ Poutres secondaires

$b = 30\text{cm}$, $h = 30\text{cm}$, $d = 28\text{cm}$

Fissuration nuisible (FN),

Tableau V.11 Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage.

Niveaux	Position	M (KN. m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
Sous-sol, RDC	Travée	42.65	ELA (B32)	4.01	4.5	4.62	3HA14
	Appuis	-46.98	ELA (B43)	4.44	4.5	4.62	3HA14
Etage 1,2	Travée	52.97	ELA (B32)	5.05	4.5	6.79	6HA12
	Appuis	-62.17	ELA (B43)	6.01	4.5	6.79	6HA12
Etage 3,4	Travée	46.06	ELA (B32)	4.35	4.5	4.62	3HA14
	Appuis	-57.90	ELA (B33)	5.56	4.5	6.79	6HA12
Etage 5,6,7	Travée	29.16	ELA (B32)	2.69	4.5	4.62	3HA14
	Appuis	-52.15	ELA (B33)	4.97	4.5	6.79	6HA14

B) Ferrailage transversale

❖ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11,4; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 8,57; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec: $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ Calcul des espacements S_t

En zone nodale: $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 7 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 * 15 * 40 = 1,8\text{cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_t^{\min}$ Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

Calcul des longueurs de recouvrement

$$\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } r = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 65 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm}$$

V.4.3. Les Vérifications nécessaire

- à l'ELU

1) Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

✓ En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ En zone courante $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

2) Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutres	V _{max} (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)	Observation
Sous sol RDC	Principale	68.99	0.60	3.33	Vérifiée
	Secondaire	48.68	0.57	3.33	Vérifiée
Etage 1,2	Principale	70.17	0.61	3.33	Vérifiée
	Secondaire	62.89	0.74	3.33	Vérifiée
Etage 3,4	Principale	70.10	0.61	3.33	Vérifiée
	Secondaire	59.53	0.70	3.33	Vérifiée
Etage 5,6,7	Principale	62.14	0.54	3.33	Vérifiée
	Secondaire	53.86	0.64	3.33	Vérifiée

- à l'ELS

3) Etat limite de compression de béton

La condition a vérifié est la suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.13 Vérification de l'état limite de compression du béton

Niveau	Poutres	Position	M _{ser} (KN. m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴) *10 ⁻⁴	σ (Mpa)	σ̄	Observation
Sous sol, RDC	Principales	Travée	17.94	4.62	22,24	22,7	1.75	15	Vérifiée
		Appuis	-30.51	6.79	24,82	27,48	2.75		Vérifiée
	Secondaires	Travée	9.02	4,62	17.85	10,54	1.52		Vérifiée
		Appuis	-10.25	4,62	19.70	12.48	1.61		Vérifiée
Etage 1,2	Principales	Travée	18.11	6.79	22.24	22.70	1.77		Vérifiée
		Appuis	-31.72	6,16	24,82	27,48	2.86		Vérifiée
	Secondaires	Travée	6.25	5,65	17.85	10.54	1.04		Vérifiée
		Appuis	-13.46	6,16	19.70	12.48	2.11		Vérifiée
Etage 3,4	Principales	Travée	18.67	4.62	22.24	22.70	1.82		Vérifiée
		Appuis	-32.45	6.16	24,82	27,48	2.92		Vérifiée
	Secondaires	Travée	9.88	4.62	17.85	10.54	1.65		Vérifiée
		Appuis	-17.76	5.65	19.70	12.48	2.79		Vérifiée
Etage 5,6,7	Principales	Travée	20.94	4.62	22.24	22.70	2.04	Vérifiée	
		Appuis	-33.23	6.16	24,82	27,48	2.99	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	15.42	3.39	17.85	10.54	2.60	Vérifiée	
		Appuis	-19.87	6.16	19.70	12.48	3.12	Vérifiée	

4) **Etat limite de déformation** Art B.6.5, 2 BAEL91R99

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$
- $L < 8 \text{ m}$

Tableau V.14 Vérification de l'état limite de déformation

Poutre	h_t (cm)	B (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$M_{t_{ser}}$ (KN. m)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{m_t}{10 * m_0}$	$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
Principale	40	30	5,65	4.62	20.94	$0,07 \geq 0,062$	$0,07 \geq 0,04$	$0,004 \leq 0,01$
Secondaire	30	30	3,8	3.39	15.42	$0,07 \geq 0,062$	$0,07 \geq 0,05$	$0,004 \leq 0,01$

Remarque

✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Les moments sous P (Els) sont tirés directement à partir du logiciel ETABS par contre les moments isostatiques M_0 et les moments sous charges de revêtements sont calculés manuellement par la méthode RDM.

5) **Vérification de la zone nodale** RPA99/2003 Art 7.6.2

Pour assurer la sécurité des usagés d'un bâtiment, il est primordial que les rotules plastiques se forment dans les poutres avant les poteaux

Alors le RPA99 exige de vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$$

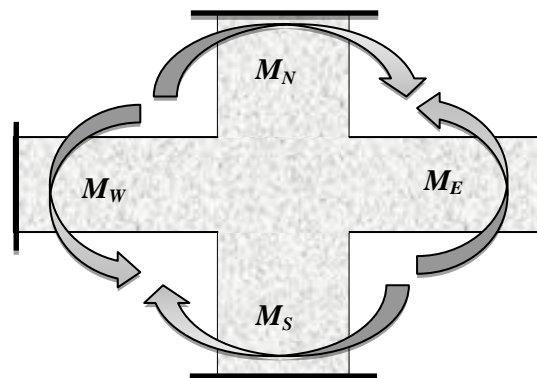


Figure V.2 : Moments résistants au niveau de la zone nodale.

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9d \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

Tableau V.15 Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	d(cm)	z(cm)	A(cm ²)	N ^{bre} barres	σ _s (MPa)	M _R (KN. m)
Sous sol	0,52	0,468	24.36	6HA16+8HA14	400	456,01
RDC	0,52	0,468	24.36	6HA16+8HA14	400	456,01
Etage 1	0,47	0,423	20.36	4HA16+8HA14	400	344,49
Etage 2	0,47	0,423	18.22	6HA16+4HA14	400	308,28
Etage 3	0,42	0,378	17.28	4HA16+6HA14	400	261,27
Etage 4	0,42	0,378	15.39	10HA14	400	232,69
Etage 5	0,37	0,333	15.39	10HA14	400	204,99
Etage 6	0,37	0,333	12.32	3HA14	400	164,10
Etage 7	0,32	0,288	10.68	4HA14+4HA12	400	123,03

Tableau V.16 Les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Position	d (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ _s (MPa)	M _r (KN. m)
Sous sol +RDC	Travée	38	34,2	4,62	400	63,20
	Appui	38	34,2	6,79	400	92,88
Etage 1,2	Travée	38	34,2	6,79	400	92,88
	Appui	38	34,2	6,16	400	84,26
Etage 3,4	Travée	38	34,2	4,62	400	63,20
	Appui	43	34,2	6,16	400	84,26
Etage 5,6,7	Travée	43	34,2	4,62	400	63,20
	Appui	43	34,2	6,16	400	84,26

Tableau V.17 Les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	Position	d(cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ _s (MPa)	M _r (KN. m)
Sous sol +RDC	Travée	28	25,2	4,62	400	46,56
	Appui	28	25,2	4,62	400	46,56
Etage 1,2	Travée	28	25,2	5,65	400	56,95
	Appui	28	25,2	6,16	400	62,09
Etage 3,4	Travée	28	25,2	4,62	400	46,56
	Appui	28	25,2	5,65	400	56,95
Etage 5,6,7	Travée	28	25,2	3,39	400	34,17
	Appui	28	25,2	6,16	400	62,09

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.18 Vérification de la zone nodale dans le sens principale

Niveau	M_N (KN. m)	M_S (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	M_E (KN. m)	M_W (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
SOUS sol RDC	344,49	456.01	800.5	63,20	92,88	195,1	Vérifiée
Etage 1.2	308.28	344,49	652,77	84,26	63,20	221,42	Vérifiée
Etage 3.4	232,13	308.28	540,41	63,20	84,26	184,32	Vérifiée
Etage 5.6.7	204.99	232.13	437,12	63,20	63,26	184.32	Vérifiée

Tableau V .19 Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Niveau	M_N (KN. m)	M_S (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	M_E (KN. m)	M_W (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
SOUS sol RDC	344,49	456.01	800,5	46,56	46,56	113,9	Vérifiée
Etage 1.2	308,28	344,49	652,77	94,11	62,09	195,25	Vérifiée
Etage 3.4	232.13	308.28	540,41	46,56	56,95	129.38	Vérifiée
Etage 5.6.7	204,99	232.13	437,12	34,17	62,09	120,32	Vérifiée

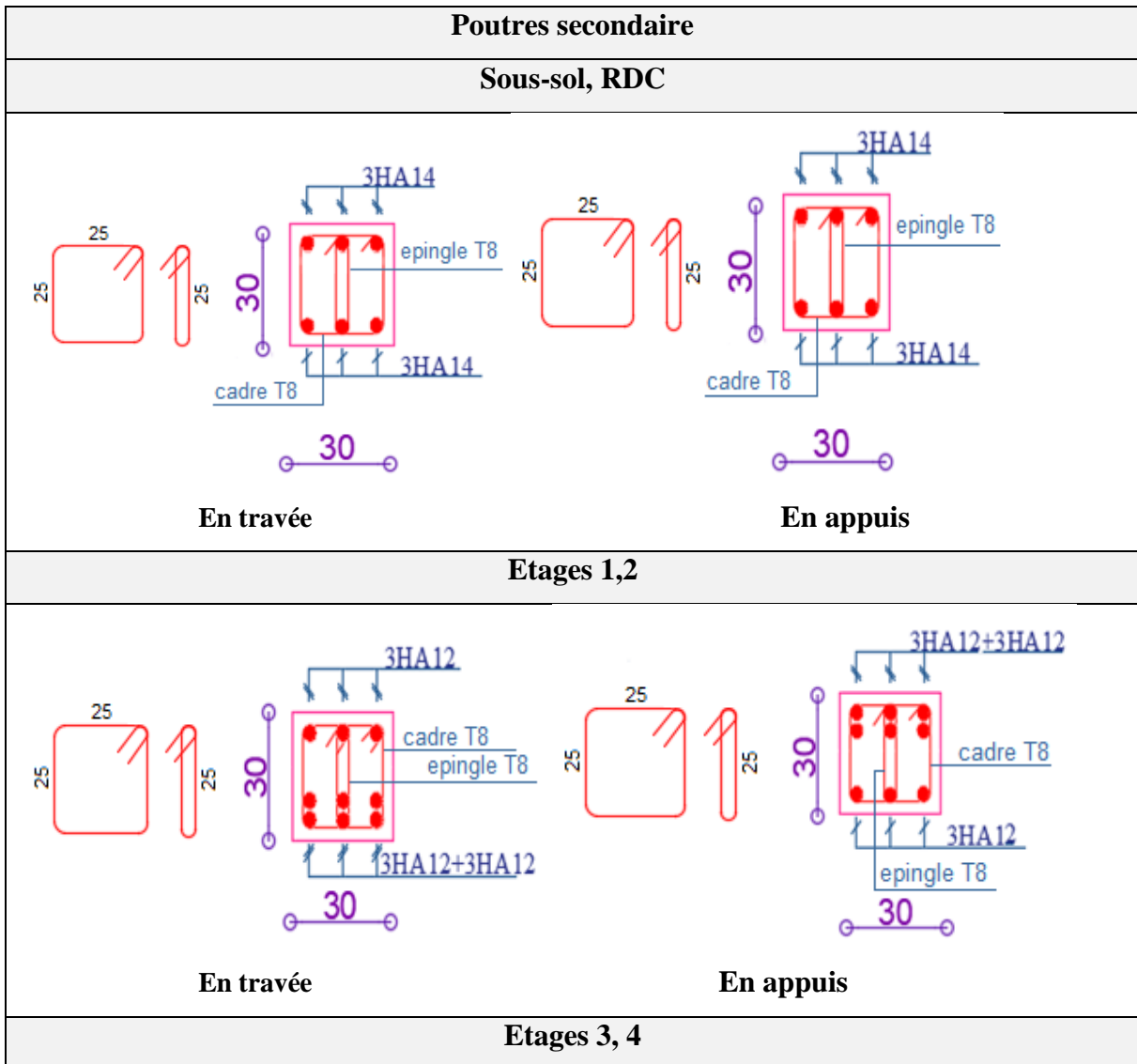
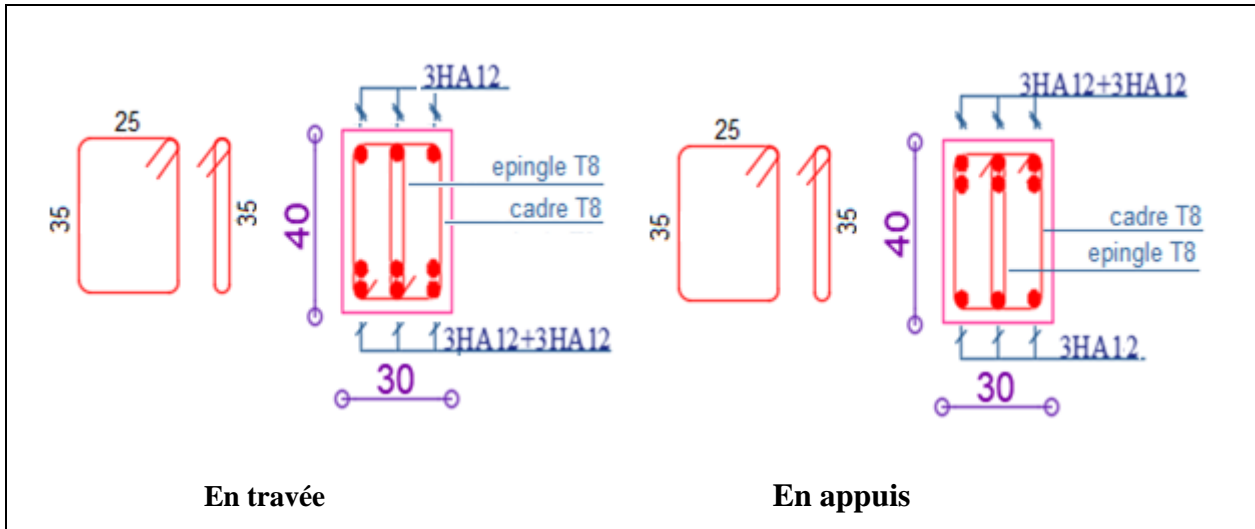
Remarque

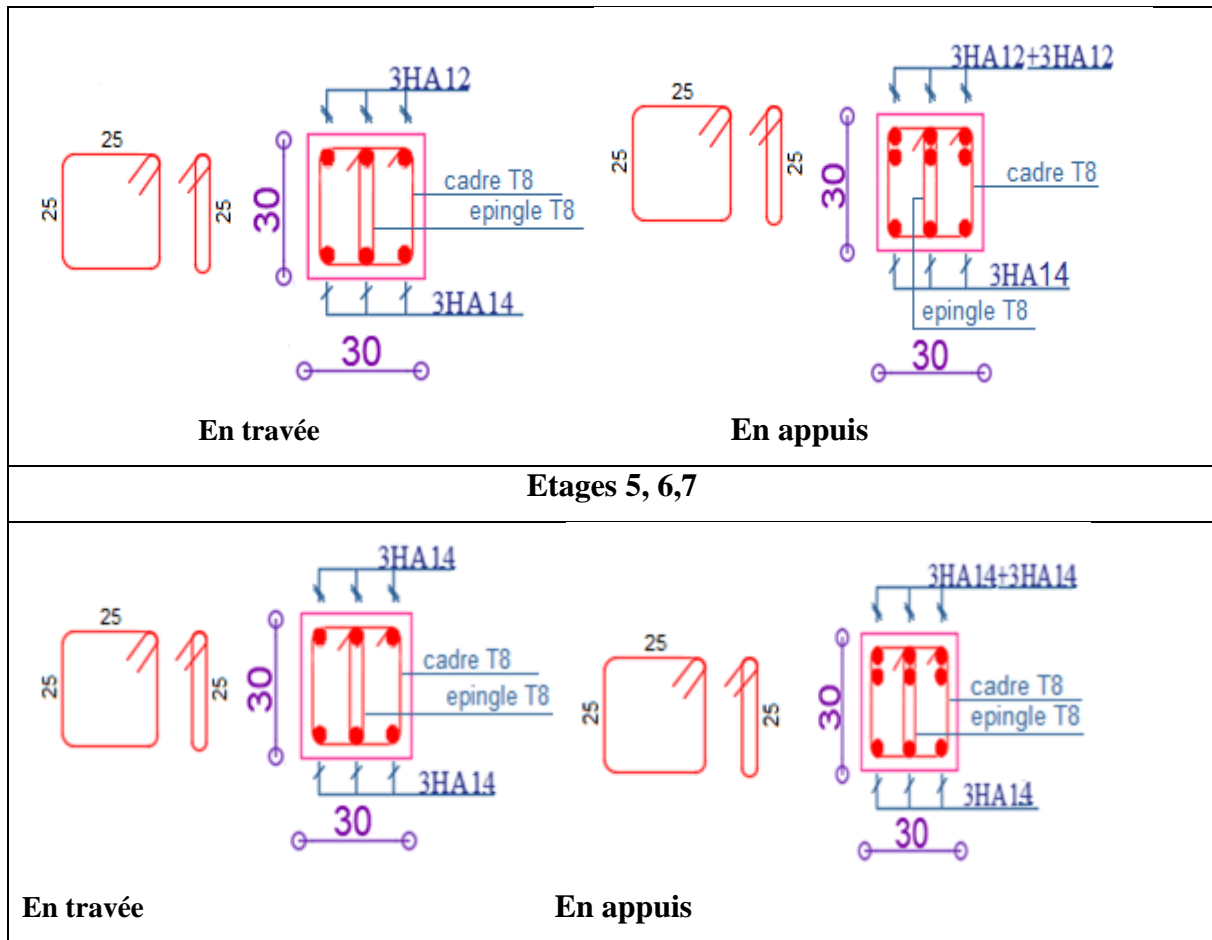
- ✓ Le moment résistant dans les nœuds est vérifié pour chaque étage
- ✓ Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à r+2. (RPA99/2003 ART 7.6.2)

V.4.4. Schéma de ferrailage

Tableau V.20 Schémas de ferrillages des poutres

Poutres principales	
Sous-sol, RDC	
<p>En travée</p>	<p>En appuis</p>
Etages 1.2	
<p>En travée</p>	<p>En appuis</p>
Etages 3.4.5.6.7	





V.5. Etude des voiles

V.5.1. Introduction

Un voile de contreventement est un élément vertical de section ($e \times l$), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone **II_a** (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)

❖ $0.8G \pm E$ (ELA)

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

A) Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- 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.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

➤ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile

➤ Les barres 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) Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

C) Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

- **Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3**

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

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

➤ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.5.2. Calcul des voiles

❖ Exemple de calcul :

Voile V_{X1} (Sous-sol, RDC, Etage 1)

Données :

$$N_{\min} = -1024,03 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 574,01 \text{ KN.m} ; V_u = 196,72 \text{ KN}$$

$l = 2 \text{ m}$; $e = 15 \text{ cm}$; $d = 1.97 \text{ m}$; $d' = 0.03 \text{ m}$; (Situation accidentelle)

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{574.01}{1024.03} = 0,56 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

Avec :

$$N_U (d-d') - M_{UA} = \dots\dots\dots(1)$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = \dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 0.419 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 3,60 \text{ MN.m}$$



N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et

(1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1024.03 + 574.01 \times \left(1.97 - \frac{2}{2}\right) = 1560.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.56}{0.15 \times (1.97)^2 \times 18.48} = 0.14$$

$$\mu_{bu} = 0,14 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0.19$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.81 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.560}{1.81 \times 400} = 21.56 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 19.03 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$\text{On a: } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec : l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \text{ Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = 13.68 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{3.33 \times 2}{12.26 + 3.33} = 0,21 \text{ m} \\ l_c = 2 - 2 \times 0.21 = 1.56 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\{A_{\min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.66 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 2) = 4.5 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 196.72 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.97} = 0.62 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = 0.87 \text{ cm}^2$$

Ferrailage longitudinale

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés dans les tableaux

Tableau V.21 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1}

Niveau	Sollicitation	Type de section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{ZC}^{cal} (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
SOUS Sol RDC , étage 1	$N_{max} \rightarrow M_c$ 522.02 → - 1238.18	SPC	11,31	1.89	7,85	3.4	0.63	1.37	8,01
Etage 2,3,4	$N_{max} \rightarrow M_c$ 400,87 → 35 3,83	SPC	6,79	3,48	9,42	3,37	0,33	1,67	7,32
Etage 5,6,7	$N_{max} \rightarrow M_c$ 220,75 → 75, 71	SPC	4,71	1,5	9,42	3,3	0,31	1.69	6,28

Tableau V.22 Sollicitations et ferrailage du voile V_{X_2}

Niveau	Sollicitation	Type de section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{ZC}^{cal} (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
SOUS Sol RDC , étage 1	$N_{max} \rightarrow M_c$ 522.02 → - 1238.18	SPC	11,31	1.89	7,85	3.4	0.63	1.37	8,01
Etage 2,3,4	$N_{max} \rightarrow M_c$ 400,87 → 35 3,83	SPC	6,79	3,48	9,42	3,37	0,33	1,67	7,32
Etage 5,6,7	$N_{max} \rightarrow M_c$ 220,75 → 75, 71	SPC	4,71	1,5	9,42	3,3	0,31	1.69	6,28

Tableau V.23 Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{ZC}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
SOUS Sol RDC Etage 1	$N_{max} \rightarrow M_c$ 318,02→ 985,25	SPC	7,28	1,90	3,9	3,4	1,3	0,7	8,01
Etage 2.3.4	$N_{max} \rightarrow M_c$ 303,25→ 341,74	SPC	1,49	0,55	2,81	3,37	0,94	1,06	7,29
Etage 5.6.7	$N_{max} \rightarrow M_c$ 214,99→19 5,59	SPC	0,69	0,01	2,43	3,3	0,81	1,19	6,45

Tableau V .24 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm ²)	A_{ZC}^{cal} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
SOUS Sol RDC Etagé 1	$N_{max} \rightarrow M_c$ 300,35→ 1178,14	SPC	8,41	4,18	3,79	3,15	1,26	0,6	7,72
Etagé 2.3.4	$N_{max} \rightarrow M_c$ 246,47→ 377,69	SPC	2,2	0,64	3,17	3,11	1,05	0,8	7,04
Etagé 5.6.7	$N_{max} \rightarrow M_c$ 172,75→142, 20	SPC	0,49	0,02	2,25	3,07	0,75	1,1	6,12

Tableau V.25 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Section	A_{ZT}^{cal} (cm^2)	A_{ZC}^{cal} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
SOUS Sol RDC Etage 1	$N_{max} \rightarrow M_c$ 860,02→ 1950,98	SPC	13,05	5,15	6,3	4,5	1,35	1,65	9,75
Etage 2.3.4	$N_{max} \rightarrow M_c$ 706,77→ 568,97	SPC	1,19	0,17	3,6	4,5	0,9	2,1	9,15
Etage 5.6.7	$N_{max} \rightarrow M_c$ 420,76→267, 63	SPC	0,18	0,01	1,69	4,5	0,56	2,44	8,25

V.5.3. Le ferrailage longitudinale et transversale opté pour tous les voiles :

Selon les sollicitations déjà présentées et le type des sections trouvées nous avons ce qui suit :

TableauV.26 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{X_1}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
SOUS Sol RDC Etage1	10HA12+5HA10 = 15,24cm ²	15	196,72	0.87	0.45	7HA8 =3,52 cm ²	15
Etage 2,3,4	10HA12+5HA10 = 15,24cm ²	15	196,72	0.87	0.45	7HA8 =3,52 cm ²	15
Etage 5,6,7	15HA10=11.78 cm ²	15	90.06	0.4	0.45	7HA8 =3,52 cm ²	15

TableauV.27 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{X_2}

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
SOUS Sol RDC Etage1	10HA12+5HA10 = 15,24cm ²	15	196,72	0.87	0.45	7HA8 =3,52 cm ²	15
Etage 2,3,4	10HA12+5HA10 = 15,24cm ²	15	196,72	0.87	0.45	7HA8 =3,52 cm ²	15
Etage 5,6,7	15HA10=11.78 cm ²	15	90.06	0.4	0.45	7HA8 =3,52 cm ²	15

Tableau V.28 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx3

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Sous sol RDC Etage 1	12HA12+3HA10 = 15.93 cm ²	15	249.31	0.91	0.45	7HA8 =3.52 cm ²	15
Etage 2.3.4	12HA12+3HA10 = 15.93 cm ²	15	249.31	0.91	0.45	7HA8 =3.52 cm ²	15
Etage 5.6.7	15HA10 = 11.78cm ²	15	129.43	0.13	0.45	7HA8 =3,52 cm ²	15

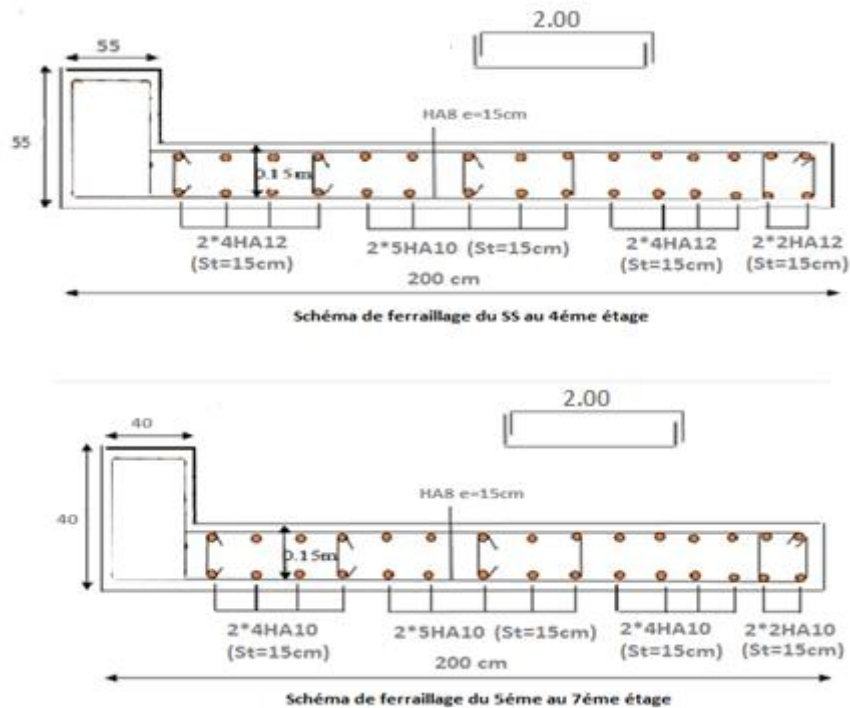
Tableau V.29 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy₁

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Sous sol RDC Etage 1	10HA12+4HA10 = 14.45 cm ²	15	215.14	1.29	0.45	7HA8 =3.52 cm ²	15
Etage 2.3.4	10HA12+4HA10 = 14.45 cm ²	15	215.14	1.29	0.45	7HA8 =3.52 cm ²	15
Etage 5.6.7	14HA10 = 11.00 cm ²	15	76.33	0.11	0.45	7HA8 =3,52 cm ²	15

Tableau V.30 Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy₂

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
SOUS Sol RDC Etage 1	16HA12 + 4HA10 = 21.24cm ²	15	435.65	1.3	0.45	7HA8 =3.52 cm ²	15
Etage 2.3.4	16HA12 + 4HA10 = 21.24cm ²	15	435.65	0.23	0.45	7HA8 =3.52 cm ²	15
Etage 5.6.7	20HA10 = 15.71 cm ²	15	161.75	0.1	0.45	7HA8 =3,52 cm ²	15

V.5.4. Schéma de ferrailage

Figure V.3 Exemple de ferrailage voile V_{x1}

Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques, et dans notre cas on a le voile de soutènement qui est adossé à la structure et il absorbe de manière considérable le séisme. Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Introduction :

L'étude d'une structure en génie civil consiste à déterminer les efforts dus au différents chargement et le dimensionnement des différents éléments. Dans cette partie de ce travail on va s'intéresser à des éléments très importants de la structure qui sont les fondations. Les fondations sont l'ensemble des éléments de la construction qui sert à transmettre les efforts de la superstructure au sol d'assise afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquer à la structure.

Le dimensionnement des fondations sera effectué en prenant en compte la nature du sol d'assise et le chargement appliqué par la structure toute en respectant les règles spécifiques du calcul.

VI.1 Choix du type de fondation

Pour adopter un type de fondation approprié à la structure étudié on doit prendre en compte les paramètres suivants

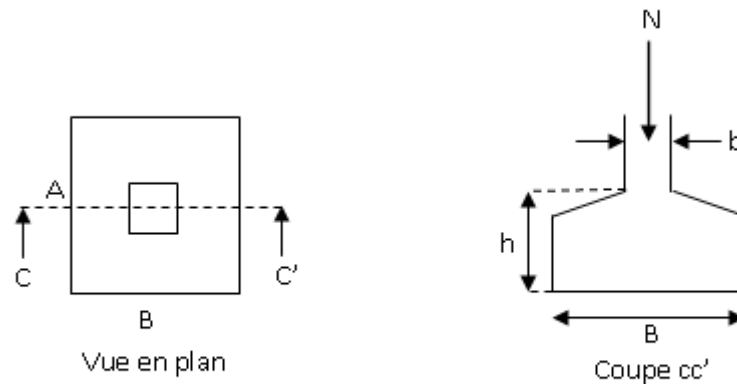
- Capacité portante du sol
- Les charges transmises de la superstructure au sol
- Les distances entre axe des poteaux

D'après le rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est de **1.5 bar**, et d'après le RPA99/2003 les fondations se dimensionnent sous les différentes combinaisons suivantes

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0.8 G \pm E$

Après avoir effectué le calcul pour les fondations superficielles semelle isolé et filante il s'est avéré que ce type de fondation ne passe pas, donc on est passé au calcul d'un radier générale nervuré.

Etude des fondations :

-Vérification des semelles isolées :**Figure VI.1** Semelle isolée

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont

carrées ($A \times A$), la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

- N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le fichier résultat Etabs 2016.

- S : Surface d'appui de la semelle

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

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal

de l'ordre : $N=1276, \text{ KN.} \Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ Avec : $B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B=2.92\text{m}$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

- Vérification des semelles filantes :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons.

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 6 poteaux.

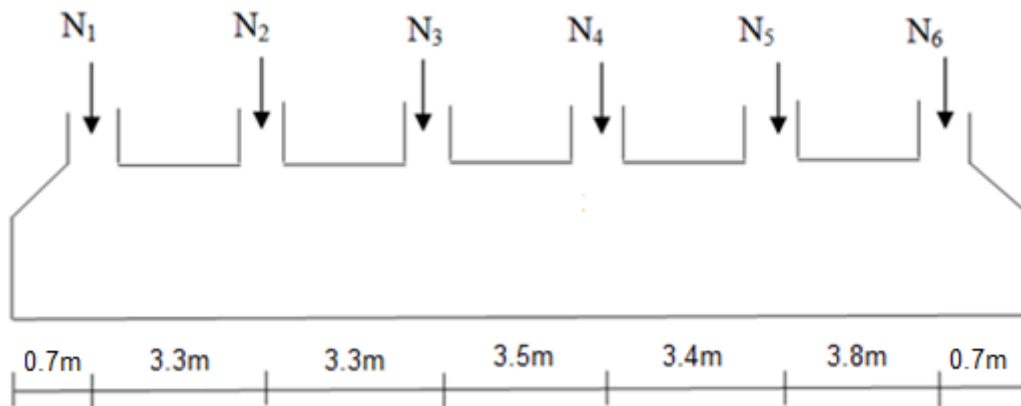


Figure V.2 Semelle filante.

Avec :

$$N_1=261.27\text{KN} \quad N_2=974.10\text{KN} \quad N_3=1146.09\text{KN} \quad N_4=1274.43\text{KN}$$

$$N_5=1078.25\text{KN} \quad N_6=289.30\text{KN}$$

$$N = \sum N_i = 5023.4\text{KN}$$

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ avec $B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = 1.79 \text{ m} \quad ; \quad L = 18.7\text{m}$

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

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

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles.

- Calcul de la surface de la semelle filante :

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{5023.4}{150} = 33.49 \text{m}^2$$

- Calcul de la hauteur total de la semelle filante :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule : $h_t = d + d'$

Avec :

d' : Enrobage des armatures $d' = 5 \text{cm}$

d : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{4}$

$d = 0.35$ donc $h_t = 40 \text{ cm}$

- Vérification en tenant compte de la semelle filante :

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_T = N_{sup} + N_{inf}$$

Avec :

$$N_{sup} = \sum N_i = 5023.4 \text{ KN}$$

$$N_{infr} = N_{A,P} + N_{S,f}$$

$$N_{\text{Avant poteau}} = \gamma_b \times S_{A,P} \times h \times n$$

$$N_{\text{Semelle filante}} = \gamma_b \times S_{S,f} \times h_t$$

Avec :

$S_{A,P}$: Surface de l'avant poteaux (55×55).

h : Hauteur de l'avant poteaux $h = 1 \text{m}$.

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante $n = 6$.

h_t : Hauteur de la semelle filante $h_t=0.4$

A.N :

$$N_{A,p}=25 \times 0.55^2 \times 1 \times 6 = 43.38 \text{ KN}$$

$$N_{S,f}=25 \times 33.49 \times 0.4 = 334.9 \text{ KN}$$

$$N_T = 5401.68 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \rightarrow \frac{5.4016}{33.49} = 0.161 \text{ Mpa} > 0.150 \text{ Mpa}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, donc on opte pour un radier général.

VI.2 Pré dimensionnement du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_r : Hauteur des nervures.

h_f : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. $L_{max} = 5.65 \text{ m}$

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{5.65}{20} = 28,25 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_r = 40 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{5.65}{10} = 56,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_t = 70 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique,

K : coefficient de raideur du sol $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

I = $\frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la section du radier ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \cdot 10^4 \times 6,95^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 85,47 \text{ cm}$$

Donc, $h_t = 90 \text{ cm}$

La hauteur de la nervure choisie au paravent ne vérifie pas la condition de rigidité donc on va l'augmenter à $h_t = 110 \text{ cm}$

La largeur de la nervure

$$0,3 h_t < b < 0,7 h_t$$

Soit $b = 70 \text{ cm}$

➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure : $h_t = 110 \text{ cm}$

La largeur de la nervure : $b = 70 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 40 \text{ cm}$

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$

✓ **Calcul de la surface du radier :**

$N_s = 33433,45 \text{ KN}$: La charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de logiciel ETABS 2016.

$$N_{\text{avant poteaux}} = \gamma b \times h_{\text{Apot}} \times b \times h = 166,38 \text{ KN}$$

$$N_{\text{nerv}} = 25 \times S_{\text{nerv}} \times (h_{\text{nerv}} - h_r) = 1857,3 \text{ KN}$$

$$P_{\text{terre}} = 1120,7 \text{ KN}$$

$$N_{\text{radier}} = 25 \times S_{\text{radier}} \times h_{\text{radier}} = 3312,9 \text{ KN}$$

$$N' = N_s + N_{\text{avant poteau}} + N_{\text{nervures}} + N_{\text{radier}} + P_{\text{terre}} = 39890,73 \text{ KN}$$

$$\frac{N'}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{39,890}{0,15} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 265,93 \text{ m}^2.$$

On à la surface du bâtiment est $S_{\text{bat}} = 331,29 \text{ m}^2$
alors : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 331,29 \text{ m}^2$

VI.3 Vérification diverse :**Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Les contraintes sous le radier sont données par : } \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme AUTOCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 9,74 \text{ m} \\ Y_G = 9,78 \text{ m} \end{cases} \begin{cases} I_{xx} = 42831,74 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 39473,63 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xx} = 28082,26 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 28322,55 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ Résultat tiré du logiciel ETABS}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{33433,55}{331,29} + \frac{28082,26}{42831,74} \times 9,78 = 0,104 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{33433,55}{331,29} - \frac{28082,26}{42831,74} \times 9,78 = 0,094 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,104 + 0,094}{4} = 0,102 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{33433.55}{331.29} + \frac{28322.55}{39473.63} \times 9.74 = 0.108 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{33433.55}{331.29} - \frac{28322.55}{39473.63} \times 9.74 = 0.093 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.108 + 0.093}{4} = 0.104 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifier

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b=1\text{m}$ de longueur et $d = 0.9 * h_t = 0.36 \text{ m}$

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d \times L_{\text{max}}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{45890.62 \times 5.65}{2 \times 331.29} = 391.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{391.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.086 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec :}$$

N_d : Effort normale à l'état ultime

h_t : Hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(55 \times 55) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$, Tel que :

$$A = a + h_t = 0.55 + 0.9 = 1.45 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.55 + 0.9 = 1.45 \text{ m}$$

Soit : $U_c = 5.8$ m et $N_d = 33.75$ KN

$$N_d = 1.7681 \text{ MN} < 0.045 \times 5.8 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 3.915 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment $H = 4$ m

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 331.29 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 45890.62 \text{ KN} \geq 1.15 \times 4 \times 331.29 \times 10 = 15239.34 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification à la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\checkmark \text{ Sens X-X : } e = \frac{28082.26}{45890.62} = 0,61 < \frac{17.3}{4} = 4,32 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\checkmark \text{ Sens-Y-Y : } e = \frac{28322.55}{45890.62} = 0.62 < \frac{20.35}{4} = 5.08 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.4 Ferrailage du radier général

Calcul à l'ELU

• Calcul des sollicitations

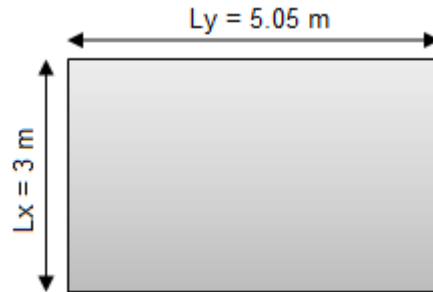


Figure VI.3 Le panneau le plus sollicité.

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35 \times G_0, \text{ Avec } N_u : \text{L'effort normal ultime donné par la structure}$$

$$G_0 = 25 \times 0.4 = 10$$

$$Q_u = \frac{45890.62}{331.29} + 1.35 \times 10$$

$$\Rightarrow Q_u = 152.02$$

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$$l_x = 5.65 - 0.6 = 5.05 \text{ m}, l_y = 3.6 - 0.6 = 3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.59 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille selon deux sens}$$

$$\rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0836 \times 152.02 \times 5.05^2 = 324.1 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.2822 \times 324.1 = 91.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigés

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 243.07 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 68.59 \text{ KN.m} \end{cases}, M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -162.05 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,35) \text{ m}^2$, $d = 0.30 \text{ m}$

- Condition de non fragilité

$$\text{On a } e = 40 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \text{ et } \rho = 0.59 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 3,856 \text{ cm}^2 \\ A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 3,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau V.1 Ferrailage de radier

Localisation		M(KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} debarres	St (cm)
Travée	X-X	243.08	21.60	3.856	21.99	7HA20	15
	Y-Y	68.59	5.75	3.2	7.70	5HA14	25
Appui		162.05	13.99	3.856	14.07	7HA16	15

Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0$$

$$\Rightarrow Q_s = \frac{33433.55}{331.29} + 10 = 110.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 250.03 \text{ KN} \\ M_{oy} = 114.13 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 187.51 \text{ KN} \\ M_{ty} = 85.59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -125.01 \text{ KN}$$

Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	X-X	187.51	12.16	228954	9.96 < 15	Vérifier	280.53 > 201.63
	Y-Y	85.59	6.95	79052	7.53 < 15	Vérifier	455.51 > 201.63
Appui		125.01	10.20	164440	7.75 < 15	Vérifier	282.77 > 201.63

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 Ferrailage du radier à l'ELS

Localisation		M_S (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Nbre ^{barre}	St (cm)
Travée	X-X	187.51	30.05	34.36	7HA25	15
	Y-Y	85.59	12.98	14.07	7HA16	15
Appui		125.01	19.61	21.99	7HA20	15

Schéma de ferrailage

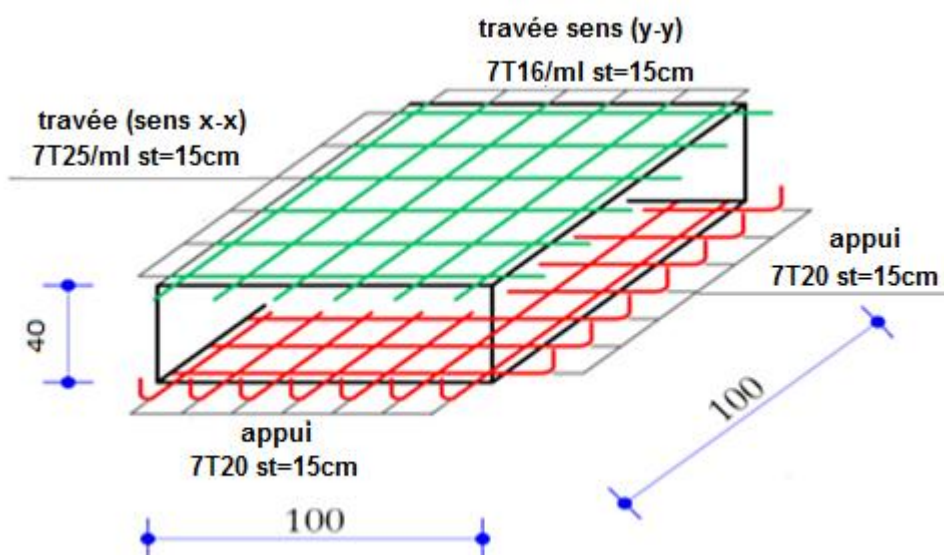


Figure VI.4 Détail schéma de ferrailage du radier

VI.5 : Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

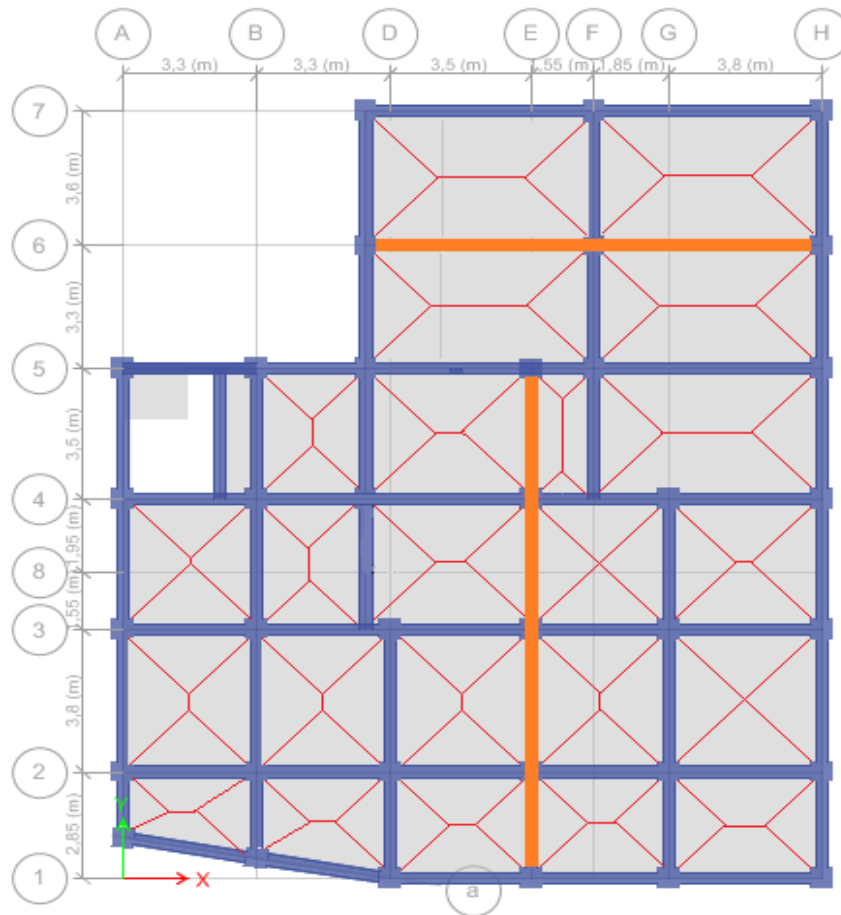


Figure VI.5 Schéma des lignes de rupture du radier

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Calcul des charges équivalentes uniformes

✓ Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

• **Calcul des sollicitations**

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque Sens par la méthode de Caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens X-X :

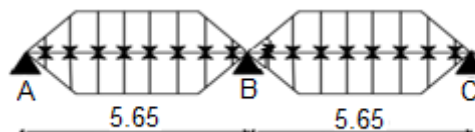


Figure VI.6 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

Sens Y-Y :

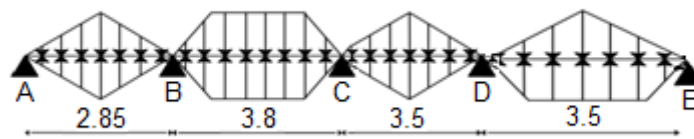


Figure VI.7 Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

- ✓ Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée
- ✓ $N'_u = N_u - N_{ner} = 45890.62 - 2303.11 \cdot 1.35 = 42781.44 \text{ KN}$
- ✓ $N'_s = N_s - N_{ner} = 33433.55 - 2303.11 = 31130.44 \text{ KN}$

$$\text{ELU : } P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = 129.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = 93.97 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.4 Les chargements sur les travées sens x-y

Chargement	Travée AB	Travée BC
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	390.85	390.85
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	284.40	284.40

Tableau VI.5 Les chargements sur les travées sens y-y

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée BC	Travée CD
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	490.70	488.68	602.60	394.91
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	357.08	355.60	438.52	287.38

- Calcul des sollicitations

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant

Sens x-x :

Tableau VI.6 Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x

Travées		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
AB	ELU	0	-1467.87	2.16	912.023
	ELS	0	-1068.089		663.629
BC	ELU	-1467.87	0	3.49	912.023
	ELS	-1068.089	0		663.629

Sens y-y :

Tableau VI.7 Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y

Travées		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
AB	ELU	0	-501.118	1.067	279.157
	ELS	0	-364.656		203.143
BC	ELU	-501.118	-542.883	1.878	360.19
	ELS	-364.656	-395.181		262.03
CD	ELU	-542.883	-563.049	1.74	369.18
	ELS	-395.181	-409.856		268.985

Tableau VI.8 sollicitation maximale sur les nervures

SENS	localisation	M_{max} (KN.m)		V_{max}^u (KN)
		ELU	ELS	
XX	Travée	912.03	663.62	1363.95
	Appui	-1467.87	-1068.09	
YY	Travée	369.18	268.985	1048.088
	Appui	-563.049	-409.856	

VI.6 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA.Art4.1.3)

$h = 1.10 \text{ m}$, $h_0 = 0.4 \text{ m}$, $b_0 = 0.7 \text{ m}$, $d = 1.05 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sensxx: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{5.05}{2}; \frac{1.95}{10}\right) \Rightarrow b = 0.95 \text{ m} \\ \text{Sensyy: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{3.2}{2}; \frac{2.1}{10}\right) \Rightarrow b = 1 \text{ m} \end{array} \right.$$

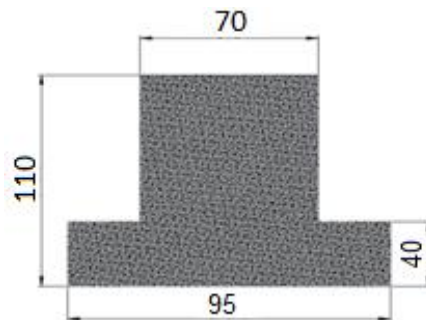


Figure VI.8 Coupe d'une nervure sens x-x

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

On a $M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section ($b \times h$)

Tableau VI.9 Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN. m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	N ^{bre} barres
X-X	Travée	912.023	30.04	10.68	40.25	5HA25+5HA20
	Appui	-1467.87	42.55		49.09	10HA25
Y-Y	Travée	369.18	20.55	11.79	25.13	8HA20
	Appui	-563.049	24.65		25.13	8HA20

- Armatures transversales

Vérification à L'ELU

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 31.42; 70) \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 20 \text{ mm et}$$

$$A_{tran} = 8HA10 = 6.28 \text{ cm}^2$$

Soit : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_l^{\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(22.50; 12; 200)$,

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 10$ cm.

- **Vérification de l'effort tranchant**

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ F. N}$

$$\begin{cases} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{1363.95 \times 10^{-3}}{0.95 \times 0.85} = 1.69 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifier} \\ \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{1059.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.85} = 1.24 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifier} \end{cases}$$

Pas de risque de cisaillement des nervures

Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.10 Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Local		M_s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observa - tion	Observa - tion $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
X-X	Travée	663.62	28.22	2887211	$7.88 < 15$	Vérifier	$193.37 < 201.63$
	Appui	-1068.09	32.62	3262627	$6.81 < 15$	N.Vérifier	$226.59 > 201.63$
Y-Y	Travée	268.985	26.05	2397751	$2.92 < 15$	Vérifier	$108.45 < 201.63$
	Appui	-409.856	25.07	2507038	$4.7 < 15$	Vérifier	$142.40 < 201.63$

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 Ferrailage à l'ELS

Local		M_s (KN. m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N ^{bre} barres
X-X	Appui	-1068.09	72.25	73.63	15HA25

- **Armature de peau**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

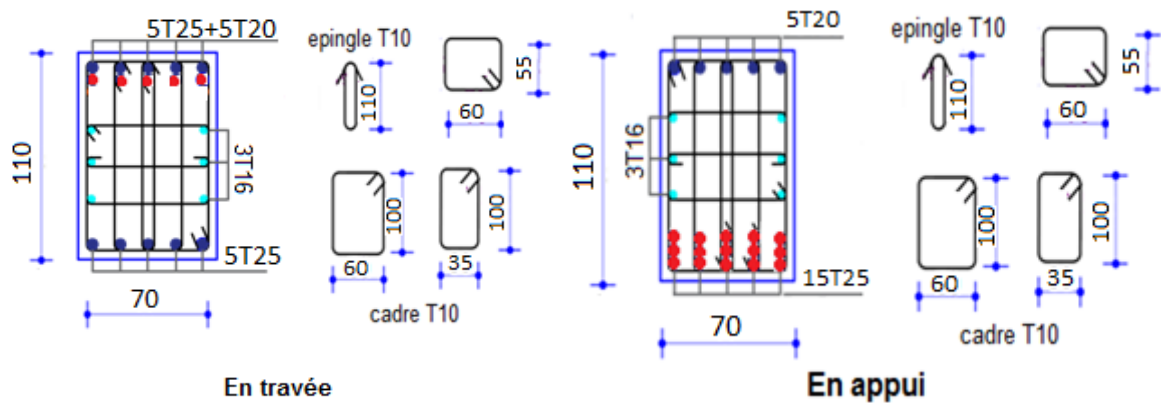
D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002(60 \times 90) = 10.8 \text{ cm}^2$.

Soit : $6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage

Nervures sens x-x



Nervures sens y-y

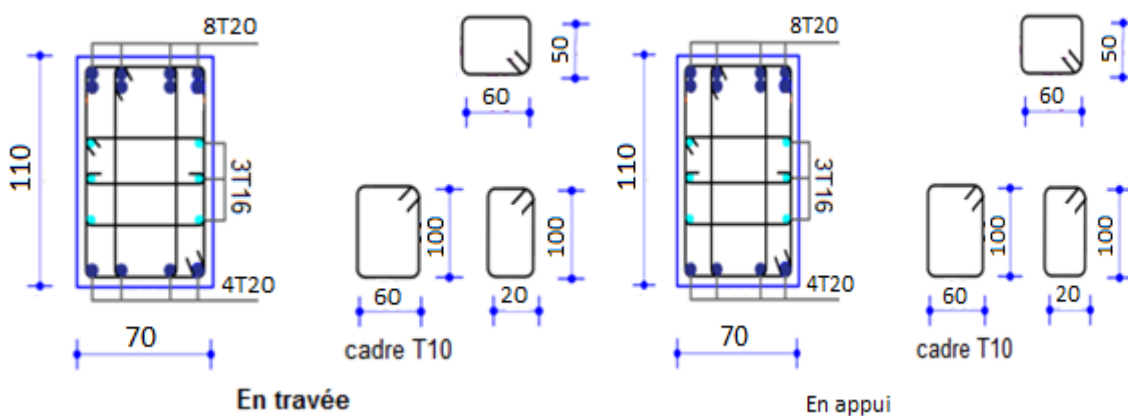


Figure VI.9 Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens

VI.7 Etude du voile périphérique

Dimensionnement

On utilise le voile périphérique lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la plateforme extérieure pour retenir les remblais et pour éviter les poteaux courts. Le voile périphérique travaille comme une dalle pleine verticale, sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$.

Données relatives au calcul du voile périphérique :

Dimension de voile :

- Hauteur $h = 3 \text{ m}$
- Longueur $L = 5.65 \text{ m}$
- Épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol meuble) $c_u = 0,37 \text{ bar}$
- Angle de frottement $\varphi = 7^\circ$

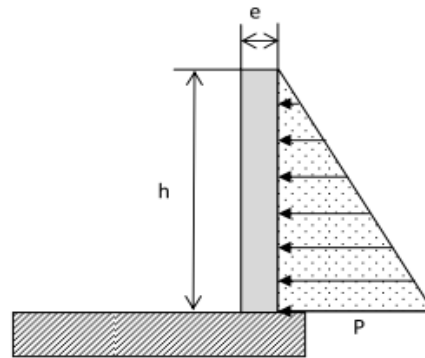


Figure VI.10 Poussées des terres sur les Voiles périphériques

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3 \times 18 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{7}{2} \right) = 41.61 \text{ KN/m}^2$$

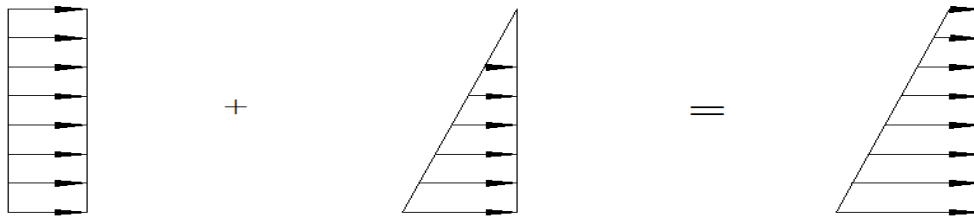
✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 7.82 \text{ KN/m}^2$$

VI.7.1 Calcul du 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.

 $\sigma(G) \text{ KN/m}^2$ $\sigma(Q)$ $\sigma_{\min} = 1,5Q = 11.7$ 

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 67.90 \text{ KN/m}^2$$

Figure VI.11 Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 67.90 + 11.7}{4} = 53.85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 53.85 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x (h) = 2.6 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$L_y = 5.1 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{2.6}{5.1} = 0,51 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,51 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0951 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0951 \times 53,85 \times 2,6^2 = 34,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,2500 \times M_{0x} = 8,65 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 29,41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -17,30 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$ RPA99/2003 ART 10.1.2

➤ **Ferraillage**

On fait le ferraillage d'une section $(b \times e) = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Tableau VI.12 Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		M KN.m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
Travée	X-X	29.41	0.091	0.12	0,142	5.9	2	4HA14=6.16
	Y-Y	6.48	0,022	0,029	0,148	1.42	2	4HA12=4,52
Appui		-17.30	0,054	0,069	0,145	3.39	2	4HA12=4.52

✓ **Espacements**

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

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

Vérifications à l'ELU

$$\rho = 0,51 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,51) 100 \times 20 = 1,99 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{53,85 \times 2,6}{2} \times \frac{5,1^4}{2,6^4 + 5,1^4} = 65,57 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{53,85 \times 5,1}{2} \times \frac{2,6^4}{2,6^4 + 5,1^4} = 8,68 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{65,57 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1} = 0,437 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,437 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

Vérification à L'ELS

$$\rho = 0,51 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0987 \\ \mu_y = 0,3758 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 49,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 7,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 49,43 + 7,82}{4} = 39,02 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 39,02 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0987 \times 39,02 \times 2,6^2 = 26,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3758 \times M_{0x} = 9,78 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 22.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 7.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -13.015 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Tableau VI.13 Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M^{ser} KN. m	Y (cm)	I(m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	x-x	22.12	4,2	12353	$9.68 \leq 15$	Vérifiée	$365.41 > 201.63$
	y-y	7.33	4.2	12353	$3.63 \leq 15$	Vérifiée	$137.32 < 201.63$
Appui		-13.01	3,6	92150	$6.54 \leq 15$	Vérifiée	$304.47 > 201.63$

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 Sections d'armatures calculées à l'ELS

Localisation		M_s (KN. m)	A_{cal} (cm ² / ml)	$A_{adopté}$ (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	22.12	10.23	10.78	7HA14
	y-y	7.33	1.42	4.52	4HA12
Appui		-13.01	5.93	6.16	4HA14

VI.7.2 Schéma de ferrailage

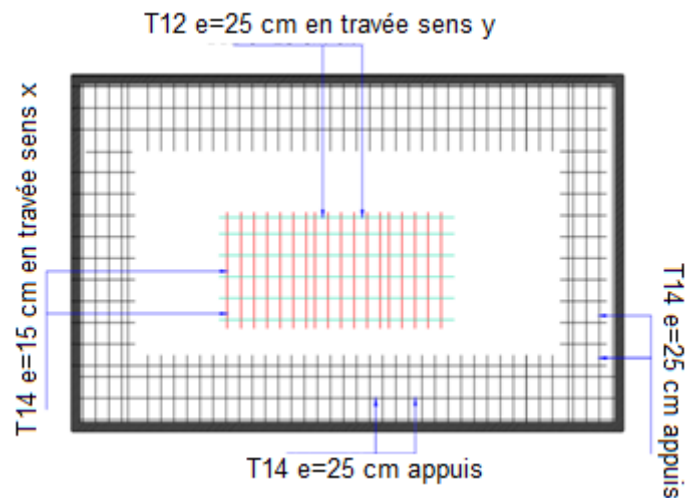


Figure VI.12 Ferrailage du voile périphérique

Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organisme de transmission des charges de la superstructure au sol. Leur calcul dépend de plusieurs paramètres :

À savoir, la charge appliquée et la nature du sol d'assise.

Pour le calcul des fondations de la structure on a opté pour un radier nervuré de 40cm pour la hauteur de la dalle (h_f), 90 cm pour la hauteur des nervures (h_t), et la surface du radier calculer pour une Capacité portante de 1.5 bars est de l'ordre $331.29m^2$. Après avoir calculé le ferrailage de radier on a opté pour une section d'armature de 7HA25 selon le sens xx, 7HA16 selon le sens yy et 7HA20 au niveau de l'appui. Pour le calcul de ferrailage des nervures on a opté pour 10HA32 en travée et 15HA32 on appui dans le sens xx, dans le sens yy on a opté pour 8HA25 en travée et 8HA25 on appuis.

Pour les voiles périphériques on a opté pour une section d'armature 7HA14 selon le sens xx, 4HA12 selon le sens yy et 4HA14 en appuis.

Conclusion générale

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

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Après avoir étudié ce projet (un bâtiment RDC+7 à usage d'habitation contreventer par un système mixte « voiles-portiques »), on a constaté que :

Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.

Les éléments non structuraux concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escalier et l'acrotère, ont été calculé et ferrailé en tenant compte des sollicitations aux quelles ils doivent répondre.

Pour la disposition et comportement des voiles : la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que nombre de voiles placés dans la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

Lors du ferrailage des éléments structuraux, il s'est avéré que le ferrailage du RPA est souvent le plus défavorable cela est dû essentiellement à l'interaction (voile-portique).

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude, donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographies

Documents réglementaires :

RPA99 « Règles parasismiques Algériennes ; DTR BC 2.48, 1999/ver 2003 ».

BAEL91 « Béton armé aux états limites ; édition Eyrolles troisième tirage ».

CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».

DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».

Cours :

Béton Armé.

Ancien mémoires.

Dynamique des structures.

Résistance des matériaux.

Logiciel :

Auto CAD 2014.

ETABS / 2016.

Microsoft office Word 2007.

Microsoft office Excel 2007.

Annexes

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_X}{L_Y}$	ELU $u = 0$		ELS $u = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/l_x										
		v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

7. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la construction de 93 logements promotionnels en R+7 est situé sur un terrain relativement plat sis au lieu-dit MERDJ EL AOUSI VILLAGE ABOUDAOU commune de TALA HAMZA.

Il est limité au Nord par la propriété BAHLOUL ALLAOUA et au Sud par un passage piéton menant vers le champ, à l'Est par la propriété BAHLOUL EL HACHMI et à l'Ouest par le chemin communal menant vers le campus ABOUDAOU et vers la RN75.

Au vu de la nature du sous sol, des caractéristiques géotechniques des couches sous jacentes, l'épaisseur de la couche de faible portance, la géométrie du substratum ainsi que les résultats des essais pénétrométriques et pressiométriques, on a pu distinguer deux zones :

- Zone A : dans cette zone l'épaisseur de la couche molle est approximativement de 4.0m reposant sur le complexe grès, argilites.
Ces sols peuvent développer des contraintes admissible de **1.5 Bars** pour des fondations superficielles de type radier ancrées à partir de **4.0m**.
- Zone B : dans cette zone l'épaisseur de la couche molle est de 8 à 9m reposant sur le complexe grès, argilites.
Ces sols peuvent développer des contraintes admissible de :
 - **0.9Bars** pour des fondations superficielles type radier ancrées à **4.0m** de profondeur
 - **1.2Bars** pour des fondations superficielles type radier ancrées à **6.0m** de profondeur
 - **1.5Bars** pour des fondations superficielles type radier ancrées à **8.0m** de profondeur.

Le niveau d'eau est situé entre 4 et 5m, et la morphologie du terrain est sujette aux phénomènes d'inondation d'où il ya lieu de surélever les constructions.

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage qui est situé sur un terrain relativement plat, il y'a lieu de :

- Effectuer un drainage périphérique des eaux pluviales.
- Un drainage des eaux de surface et des eaux souterraines.
- Surélever les constructions de l'ouvrage contre les inondations
- Dans le cas de rencontre de zones singulières de zones comprimées de faibles consistances, il es recommandé de les purger et les substituer par un matériau drainant de bonne qualité et de bonne caractéristiques géotechniques.
- Les travaux de terrassements doivent être évités durant les périodes de pluies
- L'espace de temps séparant les terrassements de fouilles et la mise en place des bétons doit être réduit
- Opter pour la construction des entres sol en caves
- De prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure

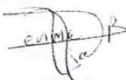
A cela s'ajoute quelques recommandations au niveau de la zone B à savoir :

- Entreprenre une substitution de sol par le béton cyclopien
- Opter pour un renforcement ou traitement de sol
- Opter pour un compactage afin d'augmenter leurs compacités vu que ces sols sont lâches

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les béton hydrauliques de l'infrastructure.

INGÉNIEUR CHARGÉ DE L'ÉTUDE

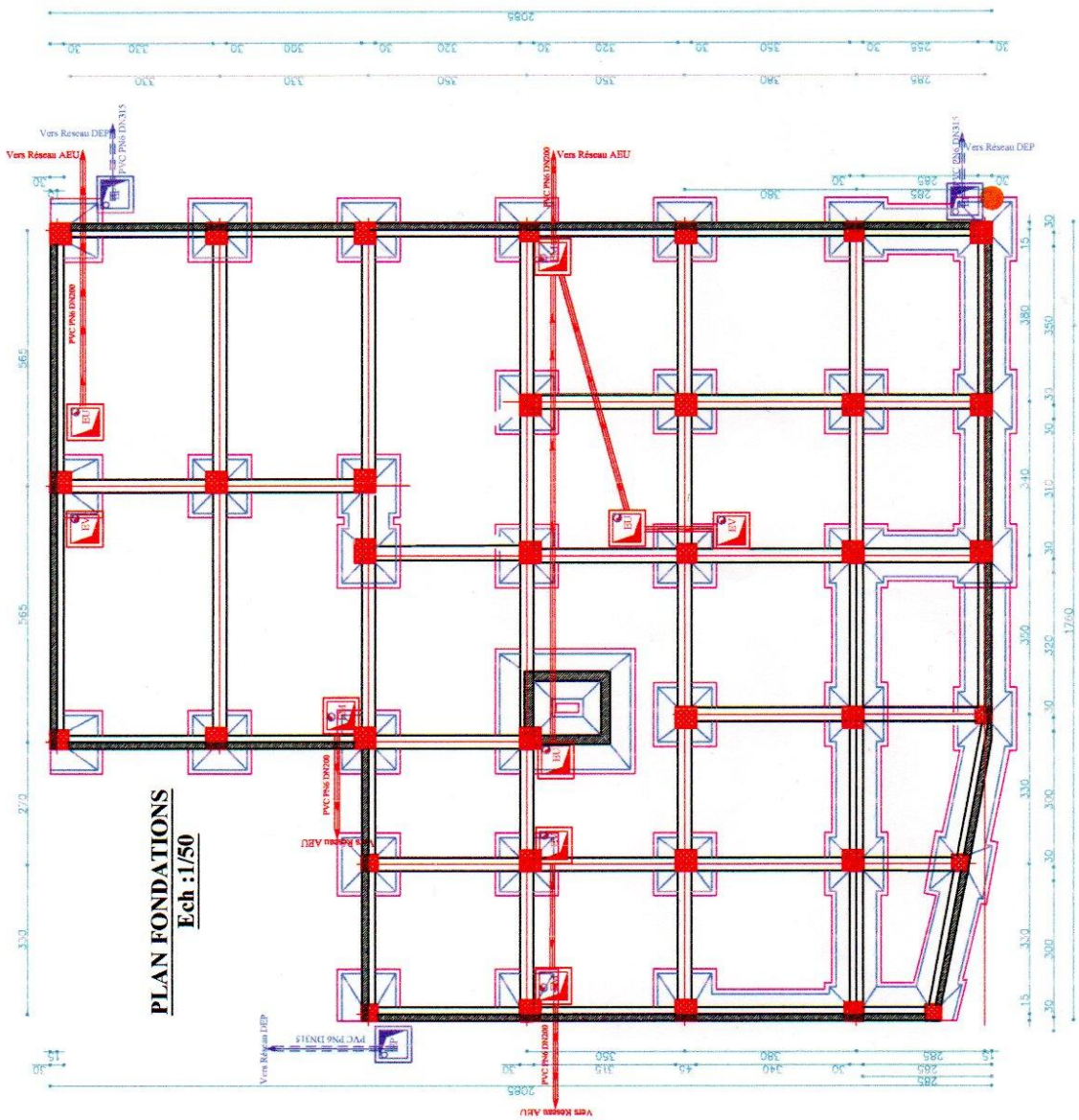
L.BENMEZIANE



LE DIRECTEUR

Directeur de Labo

A. DJOUDER



PLAN SOUS SOL
Ech: 1/50

