



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme master en génie civil

Option : Structures

Thème:

Etude d'un bâtiment (R+8+entre-sol) en béton

Armé à usage

Habitation et commerce

Contreventé par un système mixte

(voiles-portiques)

Réalisé par :

BENNAI Fayçal

TAHIR Heithem

Encadré par :

M^r T.KHEFFACHE

Membres de jury :

M^r BENYESSAD

M^{me} SELAMI

Promotion 2018/2019

Remerciements

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Bejaia.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude.

En particulier, nous tenons à remercier, le Dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, la volonté, la patience et la santé durant toutes ces années d'études et que grâce à lui ce travail a pu être réalisé.

Un grand merci à nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études

Un grand merci à notre promoteur Mr : T.Kheffache

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil De l'université de Bejaia.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre Travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce Mémoire, De près ou de loin.

HEITHEM & FAYÇAL

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime infiniment

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

A mes très chers frères et sœurs.

A toute la famille : « BENNAI ».

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme : Heithem.

A toute la promotion 2018-2019.

FAYÇAL

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui étaient toujours à mes côtés pour

me soutenir durant tout mon parcours d'études

Mon cher frère : Akram

Mes chères sœurs : Chaima et Amina

Ma chère Sarah

Toute la famille TAHIR et CHANOUNE

A mon binôme Fayçal

Tous mes amis sans exceptions

TAHIR HEITHEM

Liste des figures

Chapitre I Généralités

Page

Figure I.1 façade principale du bâtiment	1
Figure I.2 La vue en plan en plan (RDC) du bâtiment.....	1
Figure I.3 Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	4
Figure I.4 Diagramme contrainte déformation de l'acier.	5

Chapitre II Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires

Partie 01 : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1.1 Plancher à corps creux	7
Figure II.1.2 Disposition des poutrelles.....	8
Figure II.1.3 Coupe transversale d'une poutrelle	9
Figure II.1.4 Coupe de voile en élévation.....	11
Figure II.1.5 Schéma représentatif de l'acrotère	12
Figure II.1.6 Schéma de terminologie d'escalier.....	13
Figure II.1.7 Schéma de la volée	14
Figure II.1.8 Schéma de la volée1	14
Figure II.1.9 Schéma de la volée2	15
Figure II.1.10 Surface afférente de poteau C3.....	17

Partie 02 : Etude des éléments secondaire

Figure II.2.1 Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 2	23
Figure II.2.2 Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle Type 2	24
Figure II.2.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression	34
Figure II.2.4 Schéma de ferrailage de panneau DP1 et DP4	37
Figure II.2.5 Schéma de ferrailage de panneau DP2	37
Figure II.2.6 Schéma de ferrailage de panneau DP3.....	37
Figure II.2.7 Schéma de L'acrotère	37
Figure II.2.8 les sollicitations sur L'acrotère	38
Figure II.2.9 Schéma de ferrailage de L'acrotère.....	41
Figure II.2.10 Ferrailage de la dalle cas charge répartie	43
Figure II.2.11 Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentré.....	46
Figure II.2.12 Schéma d'escalier courant	47
Figure II.2.13 Schéma statique de l'escalier courant à L'ELU	47

Figure II.2.14 Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant	50
Figure II.2.15 Schéma de ferrailage de l'escalier RDC.....	51
Figure II.2.16 Schéma de ferrailage de la poutre palière	54
Figure II.2.17 Schéma statique de la poutre de chaînage	55
Figure II.2.18 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	56

Chapitre III Etude dynamique

Figure III.1 Disposition des voiles	60
Figure III.2 Vue de face.....	60
Figure III.3 Vue en 3D.....	60
Figure III.4 Premier mode de déformation (translation suivant Y).....	61
Figure III.5 Deuxième mode de déformation (translation suivant X).....	61
Figure III.6 Troisième mode de déformation (rotation suivant Z)	61
Figure III.7 Réponse spectrale de la structure	63

Chapitre IV Etude des éléments structuraux

Figure IV.1 Zone nodale	70
Figure IV.2 Section du poteau	74
Figure IV.3 Schéma principe de ferrailage et de réduction de section de poteaux.....	76
Figure IV.4 Les moments résistant dans la zone nodale.....	83
Figure IV.5 Schéma d'un voile plein.....	87
Figure IV.6 Ferrailage du voile 'Vy1	90

Chapitre V Etude de L'infrastructure

Figure V.1 Schéma d'une semelle	92
Figure V.2 Semelle filante	92
Figure V.3 Dimensions du radier	93
Figure V.4 Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	94
Figure V.5 Panneau de dalle	95
Figure V.6 Schéma de ferrailage de radier	98
Figure V.7 Schéma des nervures dans le sens x-x	98
Figure V.8 Schéma des nervures dans le sens y-y	99
Figure V.9 Section de la nervure a ferraille	100
Figure V.10 Répartition des contraintes sur le mur	104
Figure V.11 Schéma de ferrailage de mur adossé.....	106

Liste des tableaux

Chapitre I Généralités

Page

Tableau I.1 f_e en fonction du type d'acier.	5
---	---

Chapitre II Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires

Partie 01: Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1.1 Evaluation des charges du plancher étage courant	15
Tableau II.1.2 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	16
Tableau II.1.3 Evaluation des charges sur dalle pleine des balcons.....	16
Tableau II.1.4 Evaluation des charges sur dalle pleine autour de l'ascenseur	16
Tableau II.1.5 Evaluation des charges dans les murs extérieurs	16
Tableau II.1.6 Evaluation des charges du palier.....	17
Tableau II.1.7 Evaluation des charges de la volée	17
Tableau II.1.8 Résumé de la décente de charge de poteau C-3.....	19
Tableau II.1.9 Vérification de la résistance (compression simple)	20
Tableau II.1.10 Vérification de stabilité de forme	20

Partie 02 : Etude des éléments secondaire

Tableau II.2.1 Les différents types de poutrelles	21
Tableau II.2.2 Les différentes charges sur les poutrelles	22
Tableau II.2.3 Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation	24
Tableau II.2.4 Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	24
Tableau II.2.5 Les sollicitations des poutrelles du plancher commerce	24
Tableau II.2.6 Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible	26
Tableau II.2.7 Ferrailage poutrelles du plancher habitation.....	26
Tableau II.2.8 Ferrailage poutrelles du plancher commerce	27
Tableau II.2.9 Vérifications de l'effort tranchant en travée	28
Tableau II.2.10 Vérifications de l'effort tranchant en appuis intermédiaire	28
Tableau II.2.11 Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive	28
Tableau II.2.12 Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse	29
Tableau II.2.13 Vérifications de l'état limite de compression du béton plancher commerce	29
Tableau II.2.14 Vérifications de la fléché pour plancher terrasse inaccessible	32
Tableau II.2.15 Vérifications de la fléché pour plancher commerce	33
Tableau II.2.16 Schémas de ferrailage des poutrelles	33
Tableau II.2.17 Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis	35

Tableau II.2.18 Vérifications des contraintes en travée	35
Tableau II.2.19 Vérifications des contraintes en appuis.....	36
Tableau II.2.20 Rê-vérifications des contraintes en travée	36
Tableau II.2.21 Ferrailage des panneaux DP2, DP3 et DP4 en travée et en appuis.....	36
Tableau II.2.22 Différentes combinaisons à utiliser.....	38
Tableau II.2.23 Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie	42
Tableau II.2.24 Vérification de la contrainte dans le béton	43
Tableau II.2.25 Ferrailage de la dalle cas charge concentrée.....	44
Tableau II.2.26 Vérification de la contrainte dans le béton	46
Tableau II.2.27 Vérification de contrainte de béton en travée	50
Tableau II.2.28 Vérification de contrainte de béton en appuis.....	50
Tableau II.2.29 Ferrailage de l'escalier RDC volée 1	51
Tableau II.2.30 Ferrailage de l'escalier RDC volée 2	51
Tableau II.2.31 Ferrailage de la poutre palière	52
Tableau II.2.32 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	53
Tableau II.2.33 Ferrailage de la poutre palière à la torsion.....	53
Tableau II.2.34 Ferrailage de poutre palière en flexion et en torsion	54
Tableau II.2.35 Vérification de la compression dans la poutre palière	54
Tableau II.2.36 Ferrailage de la poutre de chaînage	55
Tableau II.2.37 Vérification de la contrainte dans le béton	56

Chapitre III Etude dynamique

Tableau III.1 Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	62
Tableau III.2 Interaction sous charges verticales	63
Tableau III.3 Interactions sous charge horizontales.....	64
Tableau III.4 Vérification de l'effort tranchant à la base	64
Tableau III.5 Vérification de la période dynamique à la base	64
Tableau III.6 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	65
Tableau III.7 Vérification de déplacement relatif dans le sens (X-X) et (Y-Y).....	66
Tableau III.8 Vérification de l'effet P-Δ dans le sens (X-X) et (Y-Y).....	67

Chapitre IV Etude des éléments structuraux

Tableau IV.1 Armateurs minimales et maximales dans les poteaux carrés	70
Tableau IV.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	71
Tableau IV.3 Ferrailage des poteaux	72
Tableau IV.4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux.....	72
Tableau IV.5 Vérifications du flambement des poteaux	73

Tableau IV.6 Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux.....	74
Tableau IV.7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	75
Tableau IV.8 Schémas du ferrailage des poteaux.....	75
Tableau IV.9 Ferrailages des poutres principales et secondaires	78
Tableau IV.10 Ferrailages des poutres principales et secondaires	78
Tableau IV.11 Vérifications des contraintes tangentielles	80
Tableau IV.12 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement	80
Tableau IV.13 Vérifications de l'état limite de compression du béton	80
Tableau IV.14 Vérification de la flèche pour les poutres	81
Tableau IV.15 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires	81
Tableau IV.16 Les moments résistant dans les poteaux	83
Tableau IV.17 Vérifications de la zone nodale	83
Tableau IV.18 Les sollicitations revenant aux voiles 'V _{x1} , V _{x1} , V _{x2} , V _{y1} , V _{y2}	85
Tableau IV.19 Ferrailage du voile 'V _{y1}	88
Tableau IV.20 Tableau IV.20 Ferrailage du voile 'V _{x1}	89

Chapitre V Etude de L'infrastructure

Tableau V.1 Ferrailage du radier	96
Tableau V.2 Vérifications des contraintes du radier.....	97
Tableau V.3 Vérifications des contraintes du radier.....	97
Tableau V.4 Sollicitations des nervures dans le sens x-x	99
Tableau V.5 Sollicitations des nervures dans le sens y-y	99
Tableau V.6 Sollicitations des nervures dans le sens x-x	100
Tableau V.7 Sollicitations des nervures dans le sens y-y	100
Tableau V.8 Ferrailage de la nervure sens x-x	100
Tableau V.9 Ferrailage de la nervure sens y-y	101
Tableau V.10 Vérification de l'effort tranchant dans les nervures	101
Tableau V.11 Vérification des contraintes dans la nervure	101
Tableau V.12 Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s	102
Tableau V.13 Schéma de ferrailage des nervures	102
Tableau V.14 Section des armatures du mur adossé.....	104
Tableau V.15 Vérification des contraintes dans le mur adossé	105
Tableau V.16 Rê-vérification des contraintes dans le mur adossé	105

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I Généralités

	page
I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure	2
I.4. Présentation de la structure.....	2
I.5. Caractéristiques du sol.....	3
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.6.1. Le béton.....	3
I.6.2. L'acier	5
I.7. Règlements et normes utilisés	6
I.8. Conclusion.....	6

Chapitre II Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires

Partie 01: Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Introduction	7
II.1.2. Les Planchers.....	7
II.1.2.1. Planchers à corps creux	7
II.1.2.2. Les des dalles pleines	9
II.1.3. Pré dimensionnement des poutres	10
II.1.3.1. Les poutres principales	10
II.1.3.2. Les poutres secondaires	11
II.1.4. Pré dimensionnement des voiles	11
II.1.4.1. Définition	11
II.1.5. Ascenseur	11
II.1.6. Pré dimensionnement de l'acrotère	12
II.1.7. Pré dimensionnement des poteaux	12
II.1.8. Pré dimensionnement des escaliers	13
II.1.8.1. Définition.....	13
II.1.8.2. Dimensionnement.....	13
II.1.9. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés.....	15
II.1.9.1. Plancher des étages courants	15
II.1.9.2. Terrasse inaccessible.....	16
II.1.9.3. Dalle pleine	16

II.1.9.4. Les murs extérieurs (double parois en brique creuse)	16
II.1.9.5. Les escaliers	17
II.1.10. Descente de charge	17
II.1.10.1. Descente de charge poteau C-3	17
II.1.10.2. Vérification du poteau C-3	19

Partie 02 : Etude des éléments secondaire

II.2.1. Introduction :	21
II.2.2. Les planchers	21
II.2.2.1. Planchers à corps creux	21
III.2.2.2. Planchers à dalles pleines	34
II.2.3. Etude de l'acrotère	37
II.2.3.1. Hypothèses de calcul.....	37
II.2.3.2. Evaluation des charges.....	37
II.2.3.3. Calcul des sollicitations	38
II.2.3.4. Ferrailage	38
II.2.4. Etude de l'ascenseur	41
II.2.4.1. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4).....	41
II.2.4.2. Cas de charge répartie	41
II.2.4.3. Cas d'une charge concentrée.....	43
II.2.5. Étude des escaliers	47
II.2.5.1. Étude de type d'escalier courant	47
II.2.5.2. Étude de type d'escalier RDC	51
II.2.5.3. Etude de la poutre palière.....	51
II.2.6. Etude la poutre de chainage	55
II.2.6.1. Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3) [1]	55
II.2.6.2. Sollicitations.....	55
II.2.6.3. Ferrailage	55

Chapitre III Etude dynamique

III.1. Introduction	57
III.2. Méthodes de calcul	57
III.2.1. Méthode statique équivalente.....	57
III.2.2. Méthodes d'analyse dynamique	59
III.3. Justification de l'interaction voile-portique	63
III.3.1. Sous charges verticales	63
III.3.2. Sous charges horizontales	64
III.4. Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique	64

III.5.	Vérification de l'effort normale réduit	65
III.6.	Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.	65
III.7.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).....	66
III.8.	Conclusion	67

Chapitre IV Etude des éléments structuraux

IV.1.	Introduction	69
IV.2.	Étude des poteaux :.....	69
IV.2.1.	Recommandations du RPA99/2003	69
IV.2.2.	Les sollicitations dans les poteaux	71
IV.2.3.	Calcul de ferrailage	71
IV.2.4.	Armatures transversales	72
IV.2.5.	Vérifications nécessaire	73
IV.3.	Etude des poutres.....	76
IV.3.1.	Ferrailage	76
IV.3.2.	Vérification des zones nodales.....	82
IV.4.	Etude des voiles	84
IV.4.1.	Recommandation du RPA 99/2003.....	84
IV.4.2.	Calcul des sollicitations revenant aux voiles.....	85
IV.4.3.	Ferrailage	86
IV.4.4.	Conclusion	90

Chapitre V Etude de L'infrastructure

V.1.	Introduction	91
V.2.	Choix du type de fondation	91
V.3.	Vérification des semelles isolées	92
V.4.	Vérification des semelles filantes	92
V.5.	Radier général.....	93
V.5.1.	Pré dimensionnement.....	93
V.5.2.	Les Vérifications nécessaires	94
V.5.3.	Ferrailage du radier	95
V.5.4.	Etude des nervures	98
V.6.	Étude de mur adossé	103
V.6.1.	Introduction.....	103
V.6.2.	Evaluation des charges et surcharges	103
V.6.3.	Ferrailage du mur.....	103
V.7.	Conclusion.....	106

Conclusion générale

Annexes

Bibliographie

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{cr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ : Contrainte normale.

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

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

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Introduction

générale

Introduction générale

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augment de plus en plus à cause de l'augmentation de la population. La condensation de la population en Algérie dans les zones du nord, surtout littorales, comme Bejaïa et le manque du foncier pour la construction conduit le concepteur à projeter des bâtiments de hauteur considérables et dans des sites parfois de caractéristiques médiocres, pour répondre au besoin. Vu que le nord algérien est susceptible de subir des séismes majeurs. Alors construire de bâtiments de telle importance l'ingénieur sera confronté à plusieurs contraintes. Pour répondre à toutes les exigences il doit avoir des connaissances approfondies dans plusieurs domaines, conception, modélisation, géotechnique règlement, maîtrise des matériaux ... etc.

Après la conception architecturale des structures, et l'étude géotechnique du site d'implantation, la structure sera transmise pour le dimensionnement génie civil selon les règles en vigueur. L'ingénieur génie civil va veiller à dimensionner les éléments de la structure sous différents chargement tout en respectant les prescriptions réglementaires. La conception parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil fait désormais partie des tâches de l'ingénieur. Dans le domaine du bâtiment, la bonne utilisation d'une norme parasismique par un l'ingénieur de structures suppose qu'il comprenne les particularités de l'action sismique.

L'étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la conception architecturale (plans), la conception parasismique (distribution des masses et rigidités) et le respect des règles de calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises en particulier et aux règles de l'art en général.

Dans ce présent travail on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé destiné usage multiple. L'ouvrage étudié est composé d'un entresol, d'un rez-de-chaussée et huit étages destinés à accueillir des logements. La structure étudiée sera implantée à Bejaia au lieu-dit : SIDI AHMED. Donc selon la classification du RPA99/2003 la zone sismique d'importance moyenne IIa. Le bâtiment fait partie du projet dit "**72/226 logements LPA**", à usage multiple donc il est classée d'après les règles parasismiques algérienne « **RPA99/Version 2003** » dans le groupe d'usage 2. La structure étudiés sera réaliser par une ossature en béton armé, cette ossature sera constitué par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et

des plancher qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Le travail est divisé en Cinq chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des règlements utilisés ainsi la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième sera consacré pour le calcul des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 10 niveaux encastrés à la base. On considérant l'entre sol comme étant une boîte rigide, d'où on a modélisé uniquement la partie sortante du sol. Le quatrième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le cinquième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure(les fondations). Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question toute en respectant les règles en vigueur. Et en termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

L'étude génie civile d'une structure donnée nécessite la connaissance d'un certain nombre de données concernant l'ouvrage lui-même, à savoir sa destination, son importance, son architecture, sa géométrie, ...etc. Aussi il est nécessaire de connaître son environnement : le site d'implantation, topographie, géotechnique, ainsi la zone sismique de la région...etc. L'ingénieur doit avoir des connaissances sur les matériaux qui seront utilisés pour la réalisation de l'ouvrage.

En plus à ce qui est cité précédemment l'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude les règles de constructions en vigueur, tout en tenant compte à la fois le facteur sécuritaire et économique. Pour cela il doit avoir des connaissances de base sur lesquelles il va s'appuyer. Dans ce chapitre on va présenter l'ouvrage étudié, et on va donner un aperçu sur les matériaux ainsi sur les règlements utilisés dans l'étude.

A cet effet, on consacre ce premier chapitre pour la description de la structure étudiée par la définition des différentes dimensions, les plans architecturaux et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés, aussi présentation du site : localisation, reconnaissance, stabilité et classification du site.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié dans ce présent travail est un bâtiment à usage multiple composé d'un entre sol, d'un rez-de-chaussée et huit étages destinés à accueillir des logements.

Le bloc étudié se compose de d'un rez-de-chaussée et huit étages qui vont contenir 36 logements à usage d'habitation, chaque niveau contient 4 appartements F3 (deux logements de surface $F3a=70.77m^2$ et deux autres de surface $F3b=72.09m^2$), et un entre sol à usage commerce d'une surface $S=316m^2$. Les étages sont presque identiques, absence totale d'étages avec terrasses, ce qui veut dire la non existence de décrochement importants qui peuvent être source d'irrégularités en élévation.

La structure étudiée sera implantée à Bejaia au lieu-dit : SIDI AHMED. Donc selon la classification du RPA99/2003 la zone sismique d'importance moyenne IIa. Le bâtiment fait partie du projet dit "72/226 logements LPA", à usage multiple donc il est classé d'après les règles parasismiques algérienne « RPA99/Version 2003 » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne (IIa). [1]

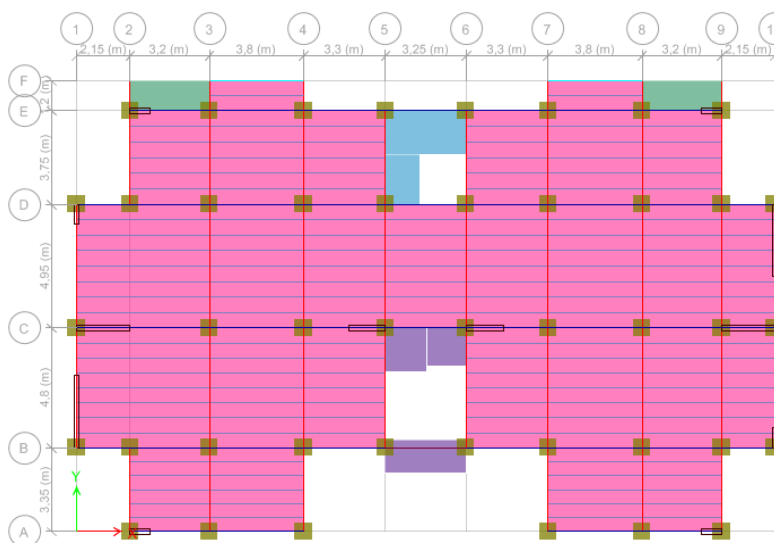


Figure I.1 La vue en plan (RDC) du bâtiment

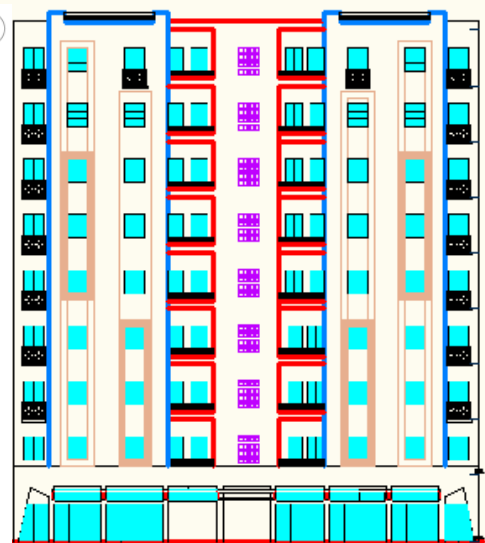


Figure I.2 Façade principale du bâtiment

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Les figures I.1 et I.2 montrent respectivement les vue en plan à la base de la structure et la vue en élévation, comme définit précédemment le bâtiment se constitue de plusieurs niveaux, de différentes dimensions. Dans ce qui suit on donne les dimensions essentielles de cet ouvrage.

Les dimensions en plan sont données comme suit : la largeur en plan est de 18.30m et la longueur en plan 28,50m

Les dimensions en élévation sont donnés comme suit : la hauteur total du bâtiment est $h_t=32.64\text{m}$, Hauteur du Rez-de-chaussée (RDC) et Entre sol est : $h_{\text{RDC et E-sol}} = 4.08\text{m}$, la hauteur des étages courants : $h_{\text{étg}}= 3.06\text{m}$.

I.4. Présentation de la structure

La structure étudiée sera réalisé par une ossature en béton armé. Selon le RPA2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone de moyenne sismicité, il est indispensable d'introduire des voiles. Donc l'ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des planchers qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé. L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de deux volées.

Les portiques : dans notre cas les portiques sont constitués de poteaux et de poutres en béton armé dans les deux sens (xx,yy). Le nombre de files selon x est de 5 et selon y est de 10. La travée la plus longue selon x est de 3.8m et selon y est de 4.95m.

Les voiles de contreventement : vu que la structure est de 32.64m de hauteur, selon le règlement parasismique algérien, elle doit être dotée d'un système de contreventement en voile qui va reprendre les charges horizontales dues à d'éventuels séismes. Le nombre de voiles et leurs dimensions seront donnés par l'étude dynamique du bâtiment.

Les planchers : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

Les maçonneries : sont des murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30cm séparées par une l'âme d'air de 5cm, et les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Les éléments secondaires : se sont les éléments qui ne participe pas dans le contreventement de la structure, ses éléments sont : l'escalier, l'acrotère,etc., ces éléments sont réalisés en béton armé de manière à être relia au bâtiment sans se détacher lors d'un incident majeur et sans atteinte à la sécurité des usagers de cet ouvrage.

L'infrastructure : L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, et limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure et le système de contreventement. Ces éléments peuvent être des fondations superficielles ou profondes selon les cas.

I.5. Caractéristiques du sol

Une campagne de reconnaissances géotechnique a été effectuée par le laboratoire LNHC dans l'objectif de connaître la nature du sol, vérifier le degré d'homogénéité du sol, déceler d'éventuelles anomalies

Selon le rapport du sol un programme d'essais sur site a été effectué, à savoir 1 sondage carotté de 15m de profondeur avec un essai au SPT (standard pénétration test), et cinq (5) essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL). Les résultats de sondage carotté sont récapitulés dans le tableau suivant :

sondage	Profondeur(m)	Nature de sol
N°01	0.00-0.20 0.20-12.0	<ul style="list-style-type: none"> • Remblais (due aux terrassements) • Schistes, marneux, moyennement à très compacte friables, de couleur marron à gris par fois jaunâtre, avec quelques traces d'oxydation.

Afin de pouvoir classer le site d'étude, et d'après les résultats fournis par les essais au SPT réalisés sur l'assiette du projet, nous pouvons conclure que le site en question est classé dans la catégorie des sols meubles (**S3**).

D'après les essais au laboratoire, le sol peut développer une contrainte admissible de **1.57 bar** sur une profondeur de 1.80m.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1 Le béton

Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

- **Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1, 11 CBA93) :**

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

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$

Pour j=28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

- **Modules de déformation longitudinale du béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

$$E_{vj} = (1/3).E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})[2]$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ On a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20\text{MPa} \\ E_{v28} = 10818,86\text{MPa} \end{cases}$

- **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$\nu = 0$ À *ELU.CBA93* (Article A.2.1.3) [2]

$\nu = 0.2$ À *ELS*

- **Diagramme contrainte déformation :**

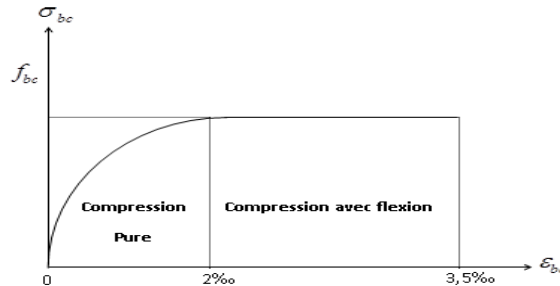


Figure I.3 Diagramme des contraintes-déformations du béton

- **Contraintes limite de compression à L'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4). [3]}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Situation accidentelle

$\gamma_b = 1,50 \rightarrow$ Situation courante

θ : Coefficient d'application de charge :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h < t < 24h \\ \theta = 1 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

- **La contrainte de compression à l'ELS :**

Pour $f_{c28} = 25Mpa$ on a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2). [2]}$$

- **Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a : [3]

$\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b; 5Mpa)$ Pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4Mpa)$ Pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25Mpa$ donc :

$\tau_{adm} = 3.33Mpa$ Fissuration Peu Nuisible.

$\tau_{adm} = 1.17Mpa$ Fissuration Préjudiciable.

I.6.2 L'acier

- **Définition:** Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000MPa$

- **Résistance caractéristique de l'acier :** On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e
- **Principales armatures utilisés :**

Tableau I.1 f_e en fonction du type d'acier.

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

- **Contrainte limite :**
 - **Etat limite ultime :**

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

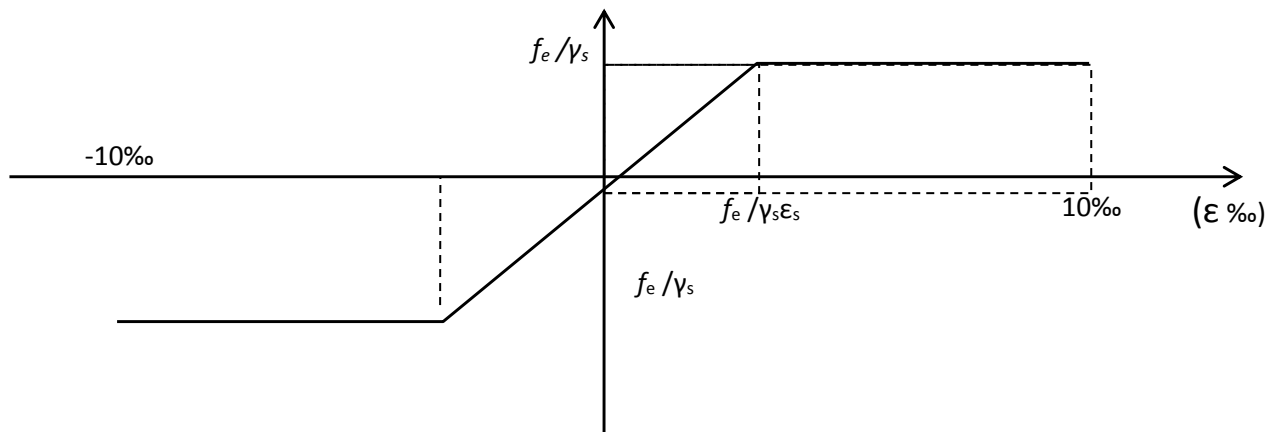


Figure I.4 Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ; \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec : $E_s = 200000MPa$

γ_s : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable où transitoire.

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348MPa.....Pour une situation courante. \\ 400MPa.....Pour une situation accidentelle. \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2 / 3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1 / 2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.7. Règlements et normes utilisés

Vu que la structure est construite à Bejaia dans une zone sismique IIa, et aussi est une structure à usage d’habitation, son dimensionnement doit se faire selon les règles en vigueurs. Le calcul des différents éléments d’une structure en béton armé ainsi l’étude du comportement de la structure nécessite l’utilisation des différents documents réglementaires.

Les règlements et normes utilisés pour notre étude sont :

- ✓ DTR BC 2.42 : Règle de Conception et de Calcul des parois et murs en béton armé banché.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d’exploitation.
- ✓ DTR BC 2.33.1 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✓ BAEL 91/Version99 : Béton aux états limites
- ✓ CBA93 : code de béton armé.
- ✓ RPA99 : Règles parasismique Algériennes version 2003.

I.8. Conclusion

Les caractéristiques du béton et d’acier utilisé sont donnes comme suite :

{	Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25MPa
		Contraintes limite a L'ELU:	
		situation durable	14.2MPa
		situation accedentelle	18.47MPa
	Contrainte limite a L'ELS (σ_{bc})	15MPa	
{	Acier	Limite d'élasticité (f_e)	400MPa
		Module d'élasticité	2×10^5 MPa
		Contraintes calcul a L'ELU:	
		situation durable	400MPa
		situation accedentelle	348MPa
		Contrainte a L'ELS:	FN
	FTN	176MPa	

Chapitre II

**Prédimensionnement et
étude des éléments
secondaires**

II.1. Partie I : Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Introduction

Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et le DTR.

II.1.2. Les Planchers

II.1.2.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93 ART : 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

h_t : Hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{535 - 30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 22.44 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 24 \text{ cm}$$

Pour notre projet en adopte pour :

$$h_t = 24 \text{ cm} : \begin{cases} Cc=20\text{cm}: \text{l'épaisseur de corps creux} \\ Ddc = 4\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

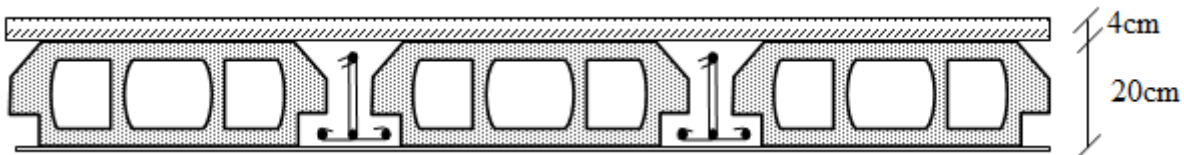


Figure II.1.1 Plancher à corps creux

II.1.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles

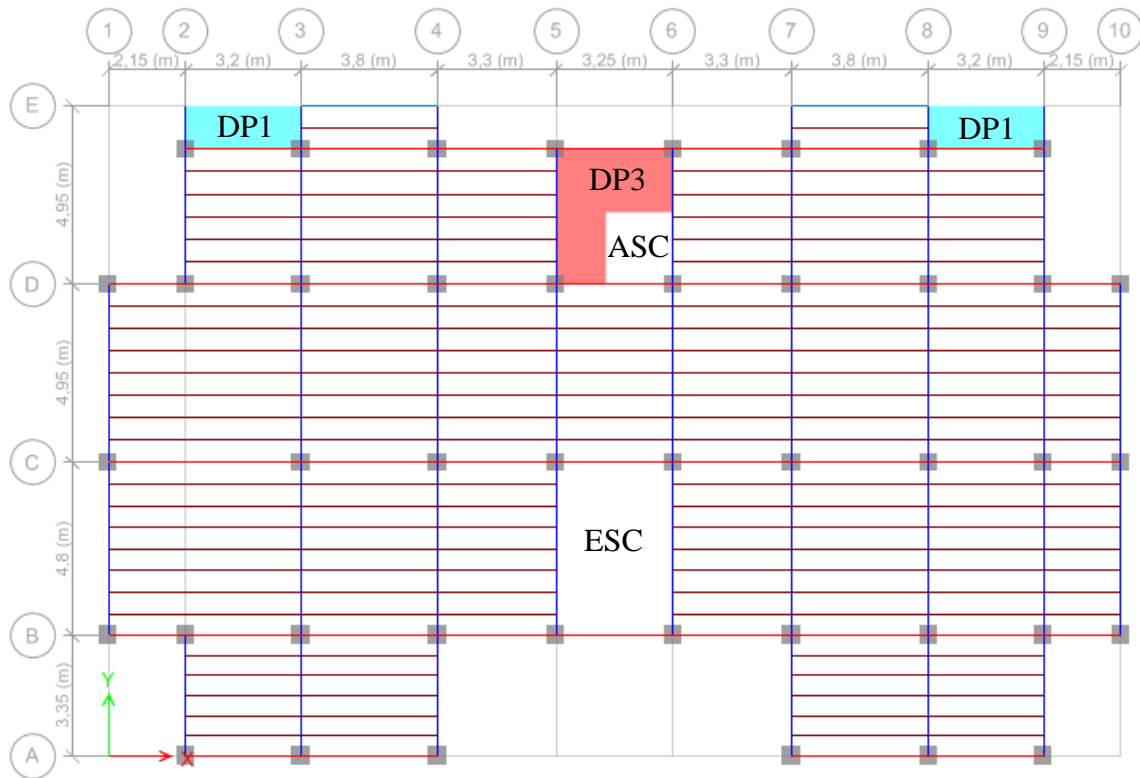
Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. (pour minimiser la flèche)
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Pour la structure à étudier, on a penché à disposer les poutrelles selon le critère de la continuité plus que le critère de la petite portée, ce qui nous donne la disposition suivante :

RDC :



Etages courants :

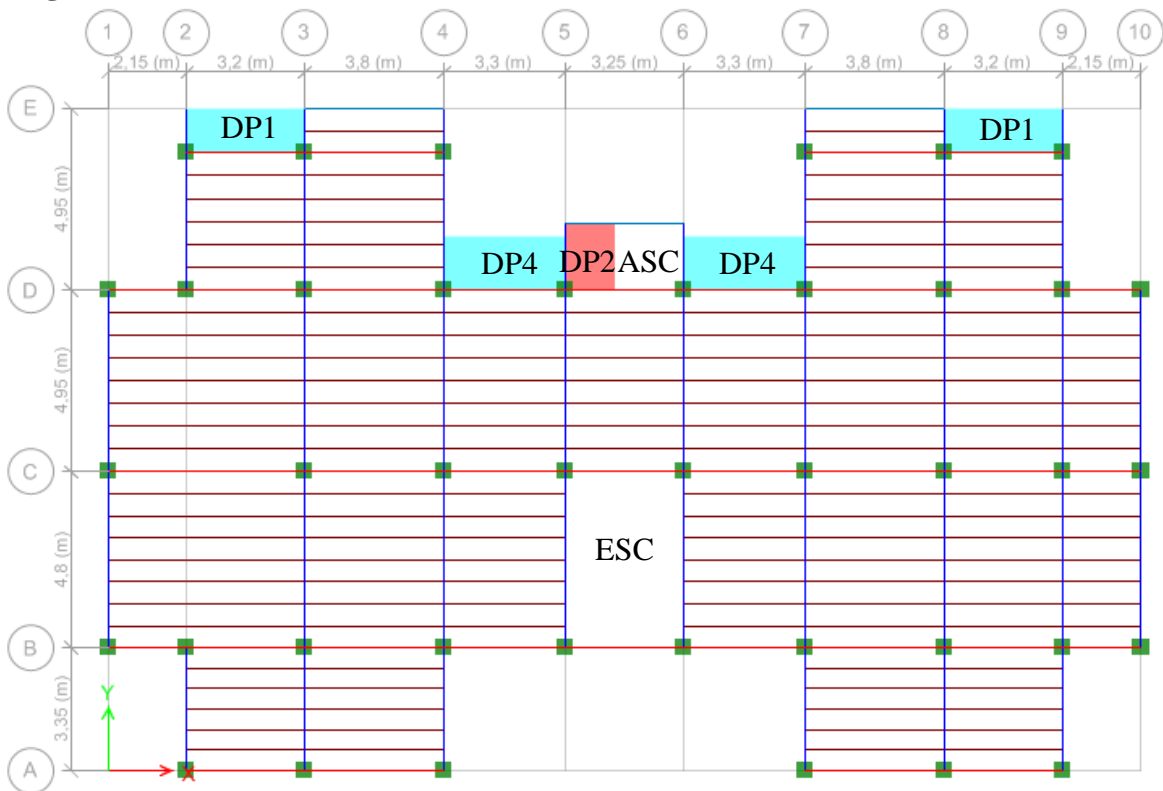


Figure II.1.2 Disposition des poutrelles

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 20+4cm

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm}) \rightarrow \text{Soit : } b_0 = 10\text{cm}$

$b_1 \leq \min(L_x / 2, L_y / 10)$ **CBA93 (ART A.4.1.3)**

$L_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$: Distance entre deux nervures successives.

$L_y = 215 - 30 = 185\text{cm}$

$b_1 \leq \min(55 / 2, 185 / 10)$

$b_1 \leq \min(27.5, 18.5)$

$b_1 = 18.5\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = 2 \times 18.5 + 10 = 47$

Soit : $b = 47\text{cm}$

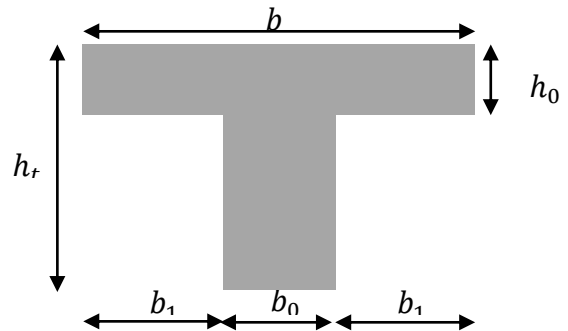


Figure II.1.3 Coupe transversale d'une poutrelle

II.1.2.2. Les dalles pleines

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants d'après le (CBA93) :

➤ **Résistance au feu :**

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

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

$e \geq 14\text{cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

Avec : e = épaisseur de la dalle

➤ **Résistance à la flexion :**

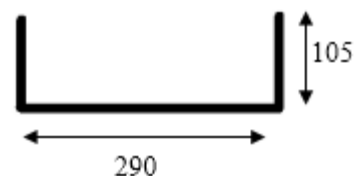
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0.4$: $\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$ avec $\rho = L_x / L_y$

L_x : est la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ **Type 1 : Dalle sur trois appuis (pour les balcons au niveau RDC et les étages courants)**

$l_x = 105\text{cm}$ $l_y = 290\text{cm}$

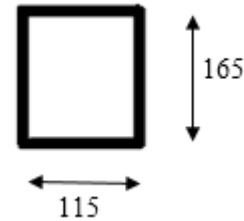
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.36 < 0.4 \rightarrow \begin{cases} \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \\ 3 \leq e \leq 3.5 \end{cases}$$



- **Type 2 : Dalle sur quatre appuis (à côté de la cage d'ascenseur au niveau des étages courants)**

$$l_x = 115\text{cm} \quad l_y = 165\text{cm}$$

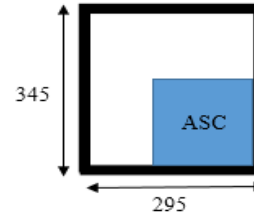
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.69 > 0.4 \rightarrow \begin{cases} \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ 2.55 \leq e \leq 2.87 \end{cases}$$



- **Type 3 : Dalle sur quatre appuis (autour de la cage d'ascenseur en RDC)**

$$l_x = 295\text{cm} \quad l_y = 345\text{cm}$$

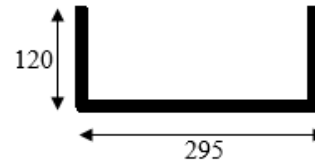
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86 > 0.4 \rightarrow \begin{cases} \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ 6.55 \leq e \leq 7.37 \end{cases}$$



- **Type 4 : dalle sur trois appuis (pour les séchoirs au niveau des étages courants)**

$$l_x = 120\text{cm} \quad l_y = 295\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.41 > 0.4 \rightarrow \begin{cases} \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ 2.66 \leq e \leq 3 \end{cases}$$



Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, donc on utilise le résultat de la condition de coupe-feu $\Rightarrow e = 12\text{cm}$, et la dalle d'ascenseur est d'une épaisseur $\Rightarrow e = 15\text{cm}$

II.1.3. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

II.1.3.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

condition de la flèche qui est : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ **BAEL91/99[3]**

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 495 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 465\text{cm} \Rightarrow 31\text{cm} \leq h \leq 46.5\text{cm}.$$

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{cases} \quad \text{(RPA99version2003Art .7.5.1)}$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$

II.1.3.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

$$L_{\max} = 535 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 505\text{cm} \Rightarrow 33.66\text{cm} \leq h \leq 50.5\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \text{(RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1)}$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{cm}^2$

II.1.4. Pré dimensionnement des voiles

II.1.4.1. Définition

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus en béton armé, Son pré dimensionnement doit satisfaire les conditions de **RPA99/2003**

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right]$$

$$L_{\min} \geq 4 \times e \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

h_e : C'est la hauteur libre d'étage

L_{\min} : Longueur de voile e : Épaisseur de voile

➤ Pour l'entre sol et RDC :

$$h_e = 408 - 40 = 368\text{cm}$$

$$e \geq \frac{368}{20} = 18.4\text{cm} \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

➤ Pour les autres niveaux :

$$h_e = 306 - 40 = 266\text{cm}$$

$$e \geq \frac{266}{20} = 13.3\text{cm} \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

Donc on opte pour des voiles d'une épaisseur de :

Entre sol et RDC : $e = 20\text{cm}$

Pour les autres niveaux : $e = 20\text{cm}$

Longueur minimal des voiles sera de : $L_{\min} \geq 4 \times e \Rightarrow L_{\min} = 80\text{cm}$

II.1.5. Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou 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'ascenseurs munis d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+8+ entre sol) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

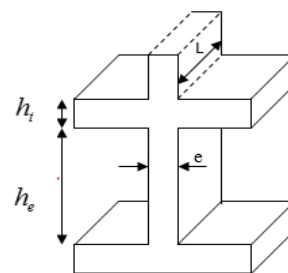


Figure II.1.4 Coupe de voile en élévation

- L : Longueur de l'ascenseur
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- F_c : Charge due à la cuvette = 102 KN
- D_m : Charge due à l'ascenseur = 82KN.
- P_m : Charge due à la salle des machines = 15KN
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.

$$\Rightarrow g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3\text{KN}$$

$$G_1 = (25 \times 0.15) + (25 \times 0.05) = 5\text{KN} / \text{m}^2$$

$G_1 = \text{poid de la dalle} + \text{revetement}$

II.1.6. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse.

Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection Contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

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

Soit S la section de l'acrotère :

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.10 + 0.07) \times 0.10 / 2$$

$$S = 0.0585\text{m}^2$$

➤ **Charge Permanente:**

Poids propre :

$$G_1 = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G_1 = 25 \times 0.0585 \times 1 \Rightarrow G_1 = 1.46\text{kn} / \text{ml}$$

Enduit de ciment :

$$G_2 = \gamma_c \times e$$

$$G_2 = 20 \times 0.02 = 0.40\text{kn} / \text{ml}$$

$$G = G_1 + G_2$$

$$G = 1.86\text{kn} / \text{ml}$$

➤ **La Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$**

II.1.7. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires ou circulaires, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée

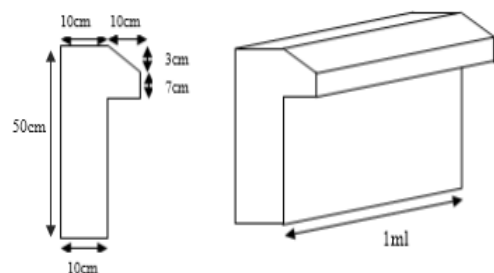


Figure II.1.5 Schéma représentatif de l'acrotère

selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003. [3] [1]

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

➤ **D’après le RPA99/version 2003 : (zone II a)**

Poteaux carré :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

On opte préalablement la section des poteaux comme suit

Entre sol et RDC : $(b \times h) = (50, 50) \text{ cm}^2$

1^{er}, 2^{eme} étage : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

3^{eme}, 4^{eme} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

5^{eme}, 6^{eme} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

7^{eme}, 8^{eme} étage : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.1.8. Pré dimensionnement des escaliers

II.1.8.1. Définitions :

Les escaliers sont des éléments composés d’une succession de marches permettant le passage d’un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_o (Longueur totale d’escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_o (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

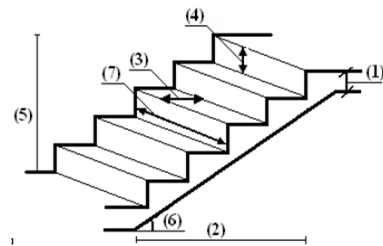


Figure II.1.6 Schéma de terminologie d’escalier

II.1.8.2. Dimensionnement :

Condition d’accès d’un étage à l’autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$2h+g = m$ avec $59 \leq m \leq 64\text{cm}$ (1)

Elle correspond à la distance franchie lors d’un pas moyen.

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{Avec } n : \text{ est le nombre de marches sur la volée}$$

On distingue dans notre projet deux types d'escalier droits à deux volées :

➤ **Type 1 l'escalier des étages courants :**

Volée 1 et volée 2 sont identiques :

On a :

$$L_0 = 2.40\text{m}; H = 1.53\text{m}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 542 \Rightarrow \begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$$

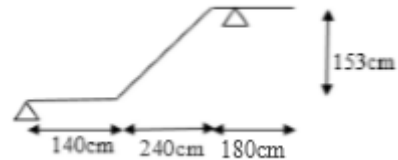


Figure II.1.7 Schéma de la volée

Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

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

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \Rightarrow h = 17\text{cm}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

Épaisseur de la paillasse :

$$L = L_v + L_p1 + L_p2$$

$$L = L_p1 + L_p2 + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1.4 + 1.8 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 6.04\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{604}{30} \leq e \leq \frac{604}{20} \Rightarrow 20.13\text{cm} \leq e \leq 30.2\text{cm}$$

On prend $e = 22\text{cm}$

➤ **Type 2 l'escalier de RDC :**

Volée 1 :

$$L_0 = 3.9\text{m}; H = 2.38\text{m}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 238 + 390)n + 2 \times 238 = 0$$

$$64n^2 - 930n + 476 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 862 \Rightarrow \begin{cases} n = 14 \\ n - 1 = 13 \end{cases}$$

Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{390}{13} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{238}{14} \Rightarrow h = 17\text{cm}$$

Inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = \frac{238}{390} \Rightarrow \alpha = 31.39^\circ$

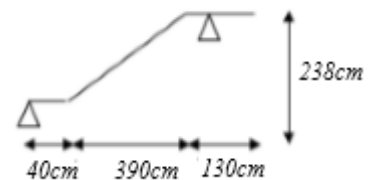


Figure II.1.8 Schéma de la volée 1

Épaisseur de la pailleasse :

$$L = L_v + L_p$$

$$L = L_{p1} + L_{p2} + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 0.4 + 1.3 + \sqrt{3.9^2 + 2.38^2} = 6.27m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{627}{30} \leq e \leq \frac{627}{20} \Rightarrow 20.9cm \leq e \leq 31.35cm \rightarrow \text{On prend } e = 22cm$$

Volée 2:

On a :

$$L_0 = 2.7m; H = 1.7m$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 170 + 270)n + 2 \times 170 = 0$$

$$64n^2 - 674n + 340 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 606 \Rightarrow \begin{cases} n = 10 \\ n - 1 = 9 \end{cases}$$

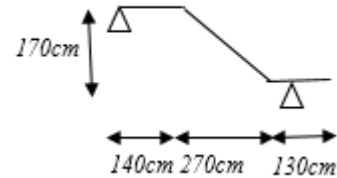


Figure II.1.9 Schéma de la volée2

Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{270}{9} \Rightarrow g = 30cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} \Rightarrow h = 17cm$$

Inclinaison de la pailleasse :

$$tg \alpha = \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$$

Épaisseur de la pailleasse :

$$L = L_v + L_p$$

$$L = L_{p1} + L_{p2} + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1.3 + 1.6 + \sqrt{2.7^2 + 1.7^2} = 6.09m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{609}{30} \leq e \leq \frac{609}{20} \Rightarrow 20.3cm \leq e \leq 30.45cm \rightarrow \text{On prend } e = 22cm$$

II.1.9. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés

II.1.9.1. Plancher des étages courants

Tableau II.1.1 Evaluation des charges du plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en CC (20+4)	0,24	/	3,2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons séparation interne	0,1	10	1
	Charge permanente totale			G= 5,56KN/m ²
	Surcharge d'exploitation			Q= 1,5 KN/m ²

II.1.9.2. Terrasse inaccessible

Tableau II.1.2 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Gravions roulé de protection	0,04	20	0,8
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	4	0,16
4	Forme de pente	0,10	22	2,2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Plancher à CC	0,24	/	3,2
Charge permanente totale				G=6,68KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q= 1 KN/m ²

II.1.9.3. Dalle pleine

Tableau II.1.3 Evaluation des charges sur dalle pleine des balcons

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,12	25	3
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				G=4,36 KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q= 1,5KN/m ²

Tableau II.1.4 Evaluation des charges sur dalle pleine autour de l'ascenseur

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,12	25	3
5	Enduit de ciment	0,018	10	0,18
Charge permanente totale				G= 4,34 KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q= 2,5KN/m ²

II.1.9.4. Les murs extérieurs (double parois en brique creuse)

Tableau II.1.5 Evaluation des charges dans les murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,15	/	1,30
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,10	/	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				G = 2,76KN/m ²

II.1.9.5. Les escaliers

➤ Palier :

Tableau II.1.6 Evaluation des charges du palier

N°	Eléments	Epaisseur	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit de mortier de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale				G=5,27KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q= 2,5 KN/m ²

➤ Volée :

Tableau II.1.7 Evaluation des charges de la volée

N°	Couche des matériaux		Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Type 1 et 2
					Volée 1 et 2
1	Paillasse		25	0.22/cos(α)	6,52
2	Carrelage	Horizontal	22	0.02	0,44
		Vertical	22	0.02h/g	0,25
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0,40
		vertical	20	0.02h/g	0,23
4	Enduit de ciment		18	0.02/cos(α)	0,43
5	Poids des marches		22	h/2	1,87
Charge permanente totale					G=10,14KN/m ²
Surcharge d'exploitation					Q=2,5 KN/m ²

II.1.10. Descente de charge

On va effectuer la descente de charge pour le poteau le plus sollicitée (souvent celui qui a la plus grande surface afférente ou à côté de la cage d'escalier). Pour notre cas, on va effectuer la descente de charge pour le poteau : C-3

II.1.10.1. Descente de charge poteau C-3

II.1.10.1.1. Surface afférente

$S_1 = 2.325 \times 2.525 = 5.87 \text{ m}^2$

$S_2 = 2.325 \times 1,75 = 4.07 \text{ m}^2$

$S_3 = 2,25 \times 2.525 = 5.68 \text{ m}^2$

$S_4 = 2.25 \times 1.75 = 3.94 \text{ m}^2$

$\Sigma S_i = 19.56 \text{ m}^2$

Le poteau le plus sollicité a la plus grand surface afférente

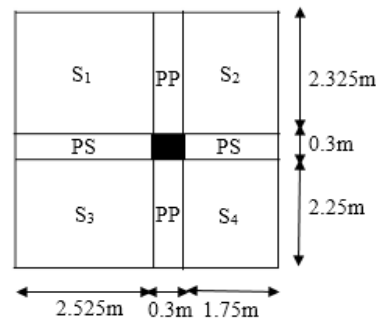


Figure II.1.10 Surface afférente de poteau C3

➤ **Plancher entre sol :**

$$G = 5.56 \times 19.56$$

$$G = 108.75KN$$

$$Q = 2.5 \times 19.56$$

$$Q = 48.90KN$$

➤ **Plancher RDC et autre niveau :**

$$G = 5.56 \times 19.56$$

$$G = 108.75KN$$

$$Q = 1.5 \times 19.56$$

$$Q = 29.34KN$$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.68 \times 19.56$$

$$G = 130.66KN$$

$$Q = 1 \times 19.56$$

$$Q = 19.56KN$$

❖ **Poids des poutres :**

- Poutre principale(PP) : $G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.57 = 13.71KN$

- Poutre secondaire (PS) : $G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.27 = 12.81KN$

- Poids totale des poutres : $G_{PT} = 13.71 + 12.81 = 26.52 KN$

❖ **Poids des poteaux :**

- Poteaux entre sol et RDC : $G_P = 25 \times 0.5 \times 0.5 \times 4.08 = 25.5KN$

- Poteaux 1^{er} étage et 2^{eme} étage : $G_P = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.49KN$

- Poteaux 3^{eme} étage et 4^{eme} étage : $G_P = 25 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.06 = 12.24KN$

- Poteaux 5^{eme} étage et 6^{eme} étage : $G_P = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37KN$

- Poteaux 7^{eme} étage et 8^{eme} étage : $G_P = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06 = 6.88KN$

❖ **Poids des murs :**

- Murs de RDC : $G_m = 2.76 \times 3.68 \times 0.1 \times (1.75 + 2.52) = 4.33KN$

- Murs des étages courants : $G_m = 2.76 \times 2.66 \times 0.1 \times (1.75 + 2.52) = 3.13KN$

II.1.10.1.2. La loi de dégression des charges d'exploitation

• **Définition :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente(DTR.B.C2.2.art.6.3) : [4]

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_0, Q_1, \dots, Q_n sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1,2,.....n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse..... Q_0 .

Sur le dernier étage..... Q_0+Q_1 .

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Pour $n \geq 5$ $Q_0+(3+n)/2 * n (Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$.

Tableau II.1.8 Résumé de la décente de charge de poteau C-3

➤ Avec : $Nu = 1,35 G_{cum} + 1,5 Q_{cum}$

Niv	Eléments	G(KN)	G _{cum}	Q(KN)	Q _{cum}	Nu
N ₁₀	Plancher	130,66	164,06	19,56	Q ₀ = 19,56	250,82
	Poteaux	6,88				
	Poutres	26,52				
N ₉	Plancher	108,75	309,94	29,34	Q ₀ +Q ₁ = 48,90	491,77
	Poteaux	6,88				
	Poutres	26,52				
	Mur	3,13				
N ₈	Plancher	108,75	457,71	29,34	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂) = 75,30	730,85
	poteaux	9,37				
	Poutres	26,52				
	Mur	3,13				
N ₇	Plancher	108,75	605,48	29,34	Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃) = 98,78	965,57
	Poteaux	9,37				
	Poutres	26,52				
	Mur	3,13				
N ₆	Plancher	108,75	756,12	29,34	Q ₀ +0,8(Q ₁ x 4) = 113,45	1190,94
	Poteaux	12,24				
	Poutres	26,52				
	Mur	3,13				
N ₅	Plancher	108,75	906,76	29,34	Q ₀ +0,75(Q ₁ x 5) = 129,58	1418,50
	Poteaux	12,24				
	Poutres	26,52				
	Mur	3,13				
N ₄	Plancher	108,75	1060,65	29,34	Q ₀ +0,71(Q ₁ x 6) = 145,30	1649,83
	Poteaux	15,49				
	Poutres	26,52				
	Mur	3,13				
N ₃	Plancher	108,75	1214,54	29,34	Q ₀ +0,69(Q ₁ x 7) = 160,75	1880,75
	Poteaux	15,49				
	Poutres	26,52				
	Mur	3,13				
N ₂	Plancher	108,75	1379,64	29,34	Q ₀ +0,67(Q ₁ x 8) = 176,04	2126,57
	Poteaux	25,5				
	Poutres	26,52				
	Mur	4,33				
N ₁	Plancher	108,75	1540,41	48,90	Q ₀ +0,65(Q ₁ x8+Q _{entre} sol) = 203,91	2385,42
	Poteaux	25,5				
	Poutres	26,52				

II.1.10.2. Vérification du poteau C-3

Remarque : Selon le CBA 93, L'effort normale ultime Nu doit être majoré de 10 % c'est-à-dire $Nu^* = 1,10 Nu$.

II.1.10.2.1. Critère de résistance :

$$\sigma_b = Nu^* / B \leq \bar{\sigma}_b = f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec B : la section du poteau.

Tableau II.1.9 Vérification de la résistance (compression simple)

Niveau	Nu	Nu*	B	σ _b	σ̄ _b (MPa)	Observation
N ₁₀	250,82	275,90	0,09	3,06	14,2	Vérifiée
N ₉	491,77	540,95	0,09	6,01	14,2	Vérifiée
N ₈	730,85	803,96	0,12	6,70	14,2	Vérifiée
N ₇	965,57	1062,13	0,12	8,85	14,2	Vérifiée
N ₆	1190,94	1310,03	0,16	8,19	14,2	Vérifiée
N ₅	1418,50	1560,35	0,16	9,75	14,2	Vérifiée
N ₄	1649,83	1814,81	0,20	9,07	14,2	Vérifiée
N ₃	1880,75	2068,83	0,20	10,34	14,2	Vérifiée
N ₂	2126,57	2339,28	0,25	9,35	14,2	Vérifiée
N ₁	2385,42	2623,96	0,25	10,49	14,2	Vérifiée

II.1.10.2.2. Critere de stabilité de forme

$$B_r \text{ opté} \geq B_r \text{ calculé}$$

$$Nu^* \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- $B_r \text{ opté} = (b - 2)(h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- $\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 (\lambda/35)^2)$ avec $\lambda \leq 50$
- $l_f = l_0 \times 0,7$ Longueur de flambement.
- $l_0 = h$: la hauteur libre de l'étage.
- $I = \frac{b \times h^3}{12}$
- $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$
- $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Tableau II.1.10 Vérification de stabilité de forme

Niveau	Nu*	L ₀ (m)	L _f (m)	i	λ	α	B _r calculé	B _r opté	Observation
N ₁₀	275,90	2,66	1,86	0,087	21,38	0,791	0,0158	0,0784	Vérifié
N ₉	540,95	2,66	1,86	0,087	21,38	0,791	0,0310	0,0784	Vérifié
N ₈	803,96	2,66	1,86	0,101	18,42	0,805	0,0454	0,109	Vérifié
N ₇	1062,13	2,66	1,86	0,101	18,42	0,805	0,0560	0,109	Vérifié
N ₆	1310,03	2,66	1,86	0,115	16,17	0,815	0,0730	0,144	Vérifié
N ₅	1560,35	2,66	1,86	0,115	16,17	0,815	0,0870	0,144	Vérifié
N ₄	1814,81	2,66	1,86	0,130	14,31	0,823	0,1002	0,185	Vérifié
N ₃	2068,83	2,66	1,86	0,130	14,31	0,823	0,1142	0,185	Vérifié
N ₂	2339,28	3,68	2,58	0,144	12,92	0,827	0,1286	0,230	Vérifié
N ₁	2623,96	3,68	2,58	0,144	12,92	0,827	0,1442	0,230	Vérifié

Remarque : on a refait la descente de charge pour le poteau C-6, on a trouvé un effort normale ultime Nu = 1858.29 KN, ce qui implique que le poteau le plus sollicitée de la structure et le poteau C-3.

II.2. Partie II : Etude des éléments secondaires

II.2.1. Introduction

Les éléments non structuraux n’apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d’ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu’ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu’à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d’autres origines.

Dans ce présent chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants : Les planchers (corps creux et dalles pleines) ; Les escaliers ; L’acrotère et L’ascenseur.

II.2.2. Les planchers

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre aux poutres les charges qui leur sont appliquées, ils doivent aussi supporter les charges qui leur sont appliquées (leur poids propre +la charge d’exploitation), dans notre bâtiment les types de planchers à étudier sont : **Planchers à corps creux ; Planchers à dalle pleine.**

II.2.2.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d’hourdis et d’une dalle de compression et il prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d’exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

II.2.2.1.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

II.2.2.1.1.1. Méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes d’RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé et ont donné résultat à deux méthodes de calcul : **La méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.**

- Les différents types de poutrelles :

Tableau II.2.1 Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	
7 ^{ème} type	
8 ^{ème} type	

- Les différentes charges sur les poutrelles :

Tableau II.2.2 Les différentes charges sur les poutrelles

Nature	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	p _u (KN /m) 0.65×q _u	q _s (KN /m ²)	P _s (KN /m) 0.65×q _s
Habitation	5.56	1.5	9.76	6.34	7.06	4.59
Commerce	5.56	2.5	11.25	7.32	8.06	5.25
Terrasse inaccessible	6.68	1	10.52	6.84	7.68	4.99

- Exemple de calcul :

Application de la méthode forfaitaire pour le deuxième type du plancher à usage habitation :
Etude d'une poutrelle en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 2) :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires (BA.E.L91 art B6.2.21).

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$) :
→ $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.56, 5\text{KN/m}^2) \rightarrow 1.5 \leq 5$condition vérifiée.
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$:
→ $0.8 \leq \frac{3.8}{3.2} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.187 \leq 1.25$condition vérifiée.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....condition vérifiée.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée. [3]

- calcul des sollicitations :

À l'ELU $P_u = 6,34 \text{ KN /m}^2$ / P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU

À l'ELS : $P_s = 4,59 \text{ KN/m}^2$ / P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS

- Calcul des moments isostatique :

➤ À l'ELU :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8} \quad M_0 : \text{Moment isostatique}$$

$$M_{AB}^0 = \frac{6.34 \times 3.8^2}{8} = 11,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{6.34 \times 3.2^2}{8} = 8,11 \text{ KN.m}$$

➤ À l'ELS :

$$M_{AB}^0 = \frac{4.59 \times 3.8^2}{8} = 8,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{4.59 \times 3.2^2}{8} = 5,87 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

Appuis de rive : $M_a = M_c = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

$$M_0 = \frac{q L^2}{8}, \quad L = \max(L_{AB}, L_{BC}) = 3.8\text{m},$$

ELU: $M_A^U = M_C^U = -1.72 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_C^S = -1.24 \text{ KN.m}$

➤ **Appuis intermédiaires:**

ELU: $M_B^U = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 11,44 = -6.86 \text{ kN.m}$

ELS: $M_B^S = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,6 \times 8,28 = -4.97 \text{ kN.m}$

➤ **Moments en travées :**

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

- a. $M_t + (Md + Mg) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0)$
- b. $M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2 \rightarrow$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2 \rightarrow$ pour une travée de rive.

$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{5.56 + 1.5} = 0.212$

- $(1+0.3 \alpha) = 1+0,3 \times 0,218 = 1.064$
- $1,2 + 0,3 \alpha = 1,2 + 0,3 \times 0,218 = 1.264$

➤ **ELU :**

Travée(AB) :

$M_t + \frac{0 + 0.6M_0}{2} \geq \text{Max}[1.064 \times M_0; 1.05 \times M_0] \text{ telque : } M_0 = 11.44 \text{ kN.m}$

$M_t \geq 0.764M_0 \dots \dots \dots (1)$

$M_t \geq \frac{1.264 \times M_0}{2}$

$M_t \geq 0.632M_0 \dots \dots \dots (2)$

Donc : $M_t = 8,74 \text{ kN.m}$

Travée(BC) :

$M_t + \frac{0.6M_0 + 0}{2} \geq \text{Max}[1.064 \times M_0; 1.05 \times M_0] \text{ telque : } M_0 = 8,11 \text{ kN.m}$

$M_t \geq 0.764M_0 \dots \dots \dots (1)$

$M_t \geq \frac{1.264 \times M_0}{2}$

$M_t \geq 0.632M_0 \dots \dots \dots (2)$

Donc : $M_t = 6,20 \text{ kN.m}$

➤ **ELS :**

Travée(AB) :

$M_0 = 8,28 \text{ kN.m}$

Donc : $M_t = 6,32 \text{ kN.m}$

Travée(BC) :

$M_0 = 5,87 \text{ kN.m}$

Donc : $M_t = 4,48 \text{ kN.m}$

Evaluation des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique à l'ELU : $V_0 = \frac{P_U \times L}{2}$

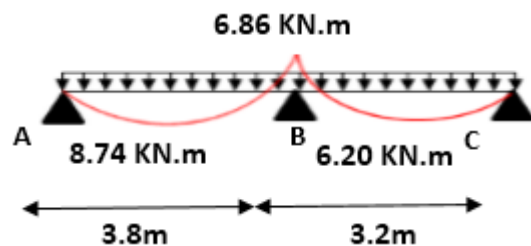


Figure II.2.1 Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle Type 2

Travée(AB) :

$$V_A = \frac{6,34 \times 3,8}{2} = 12,04 \text{ kN}$$

$$V_B = -1,15 \times V_A = -13,85 \text{ kN}$$

Travée(BC) :

$$V_B = 1,15 \times \frac{(6,34 \times 3,2)}{2} = 11,66 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{6,34 \times 3,2}{2} = -10,14 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{\max} = -13,85 \text{ kN}$$

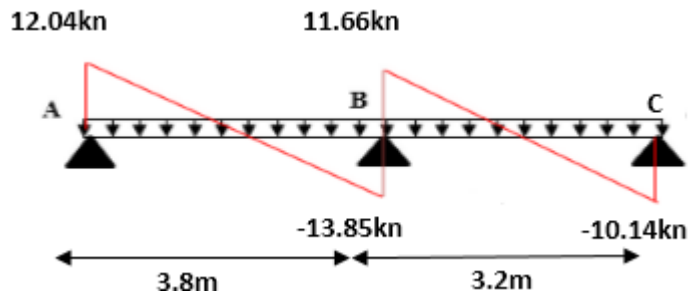


Figure II.2.2 Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle Type 2

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

➤ Plancher habitation

Tableau II.2.3 Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation

Types	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Type 1	-6.86	-1.72	8.74	-13.85	-4.97	-1.24	6.32
Type 2	-6.86	-1.72	8.74	-13.85	-4.97	-1.24	6.32
Type 3	-11.98	-2.53	17.09	-19.20	-8.60	-1.81	12.40
Type 4	-5.72	-1.29	6.45	-13.25	-4.14	-0.94	6.67
Type5	-5.72	-1.29	14.75	-13.25	-4.14	-0.94	6.67
Type6	-5.60	-0.96	6.43	12.35	-4.02	-0.69	4.68
Type7	-11.98	-2.53	17.09	-19.20	-8.60	-1.81	12.40

➤ Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2.4 Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Types	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Type 1	-7.40	-1.85	9.26	-14.94	-5.41	-1.35	6.76
Type2	-7.40	-1.85	9.26	-14.94	-5.41	-1.35	6.76
Type7	-12.41	-2.62	18.65	-20.6	-9.01	-1.9	13.64

➤ Plancher commerce

Tableau II.2.5 Les sollicitations des poutrelles du plancher commerce

Types	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Type 8	-5.48	-0.49	7.78	13.93	-3.88	-0.35	5.61

II.2.2.1.1.2. Ferrailage des poutrelles

- Exemple de calcul étage courant:
Plancher habitation poutrelle Type 3

Sollicitation maximales :

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU:} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 17.09 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -11.98 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2.53 \text{ KN.m} \\ V_{\text{max}} = -19.20 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad \text{ELS:} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 12.40 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -8.60 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.81 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

➤ Calcul des armatures en travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Remarque :

Dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **5.35 m**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,47 \times 0,04 \times 14,2 \times 103 \times (0,22 - 0,02) \\ M_{tu} = 53.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M'}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.09 \times 10^{-3}}{0.47 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.053 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.068$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.068) = 0.214 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{17.09 \times 10^{-3}}{0.214 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / F_e$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 0.47 \times 0.22 \times 2.1 / 400 = 1.24 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\text{min}} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

On opte pour 3HA10 = 2.36 cm²

➤ Calcul des armatures aux appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_u = 11.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.98 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.174$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.174}) = 0.241$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.241) = 0.199 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{11.98 \times 10^{-3}}{0.199 \times 348} = 1.73 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{int}} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA12+1HA10=1.92cm². Le HA12 est un chapeau et le HA10 filante.

➤ Calcul de l'armature aux appuis de rive:

M_u=2.53KN.m.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.53 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.047 \rightarrow z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.047) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.53 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{rive}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA10=0.79cm²

- **Résumé du ferrailage des différents planchers : on prend le type 2 comme un exemple de calcul de ferrailage avec les sollicitations maximales pour chaque plancher**

Tableau II.2.6 Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible

Plancher terrasse inaccessible							
Elément	Moment (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Travée	18.65	0.058	0.074	0.213	2.52	1.24	3.39⇒3HA12
Appuis Intermédiaire	-12.41	0.180	0.25	0.198	1.80	0.27	1.92⇒1HA12+1HA10
Appuis de rive	-2.62	0.038	0.048	0.216	0.35	0.27	0.79⇒1HA10

Tableau II.2.7 Ferrailage poutrelles du plancher habitation

Plancher habitation							
Elément	Moment (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Travée	17.09	0.053	0.068	0.214	2.29	1.24	2.36⇒3HA10
Appuis Intermédiaire	-11.98	0.174	0.241	0.199	1.73	0.27	1.92⇒1HA12+1HA10
Appuis de rive	-2.53	0.037	0.047	0.216	0.34	0.27	0.79⇒1HA10

Tableau II.2.8 Ferrailage poutrelles du plancher commerce

Plancher commerce							
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	7.78	0.024	0.030	0.217	1.03	1.24	2.36⇒3HA10
Appuis Intermédiaire	-5.48	0.080	0.104	0.211	0.75	0.27	1.57⇒2HA10
Appuis de rive	-0.49	0.0071	0.0089	0.219	0.064	0.27	0.79⇒1HA10

II.2.2.1.1.3. Vérifications à ELU

➤ Vérification au cisaillement : $V_u = 19.20$ KN.m

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19.20 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.87 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.87 < \bar{\tau}_u = 3.33$ Condition vérifiée. Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement

➤ Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) :

- Appuis intermédiaires : $A_l = 4.28 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] = -1.19 \text{ cm}^2$ C'est vérifié.

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l).

- Appuis de rive : $A_l = 3.15 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u = 0.55 \text{ cm}^2$ C'est vérifié

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{0.185 \times 19.20 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.47 \times 0.04} = 0.954 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée. Il n' y'a pas de risque de rupture par cisaillement

➤ Espacement des armatures transversales S_t :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivante:

- ✓ $S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8\text{cm}$
 - ✓ $S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$
 - ✓ $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$
- { Flexion simple

{ Fissuration peut nuisible ⇒ K=1

{ Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droit.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 1.01 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.87 - 0.3 \times 2.1)} = 134.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 101 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$. ⇒ on opte pour un étrier $\phi 6$

✓ Calcul de l'axe neutre y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0) \times h_0] \times y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 183.4 y - 1074.8 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : y = 5.14cm

✓ Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 12171.99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12.40 \times 10^{-3}}{12171.99 \times 10^{-8}} \times 0.0514 = 5.24 \text{ MPa}$$

Donc: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• **En appuis intermédiaires :**

✓ Position de l'axe neutre :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

✓ Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A_{st} (y - d) = 0$$

$$5y^2 + 28.8y - 633.76 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : y = 8.74 cm

✓ Calcul de I:

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A_{st} (d - y)^2 = 7289.26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.60 \times 10^{-3}}{7289.26 \times 10^{-8}} \times 0.0874 = 10.31 \text{ MPa}$$

Donc: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

• **Résumé des vérifications de l'état limite de compression du béton pour les autres types de plancher**

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau II.2.12 Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	13.64	3.39	0.06162	16295.91	5.18	15	Vérifiée
En appui	-9.01	1.92	0.08739	7289.26	10.80	15	Vérifiée

✓ **Plancher commerce :**

Tableau II.2.13 Vérifications de l'état limite de compression du béton plancher commerce

Localisation	M_{ser} (Kn.m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	5.61	2.36	0.0514	12171.99	2.37	15	Vérifiée
En appui	-3.88	1.57	0.09023	6414.56	5.46	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation BAEL l'article (B.6.5.1) et (CBA93)**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins de stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. [3] [2]

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$

✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

h : Hauteur de la poutrelle
 L : Longueur de la travée
 Mt : Moment en travée
 M₀ : Moment isostatique de cette travée
 A_s : Section des armatures choisies

On a :

✓ $\frac{h}{l} = \frac{24}{535} = 0.045 \leq \frac{12.40}{15 \times 12.40} = 0.066 \Rightarrow$ condition non vérifié

✓ $\frac{2.36}{10 \times 22} = 0.011 \geq \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow$ condition non vérifié

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000} + 0.5\right) \times \frac{535}{1000} + 0.5 = 1.035 \text{ cm}$$

f_{gv} Et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times J$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Remarque : Les différents moments M_{jser}, M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

• **Propriété de la section :**

✓ Position de l'axe neutre : $y = 5,14 \text{ cm}$

✓ Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = 9,02 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

I₀ = 27106,37 cm⁴ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm⁴))

A_s = 2,36 cm²

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{10 \times 22} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

- **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{C28}}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10818.86 MPa$$

$E_i = 3 \times E_v$Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32456.58 MPa$$

- **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_{serg} = 0.489 \times \frac{q_g \times L^2}{8}$$

$$M_{serj} = 0.489 \times \frac{q_j \times L^2}{8}$$

$$M_{serp} = 0.489 \times \frac{q_p \times L^2}{8}$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times J = 0.65 \times 4.2 = 2.73 KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.56 = 3.61 KN / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.56 + 1.5) = 4.59 KN / m$$

$$M_{jser} = 4.776 KN.m$$

$$M_{gser} = 6.315 KN.m$$

$$M_{pser} = 8.028 KN.m$$

$$y = 5.14 cm$$

$$I_0 = 27106.37 cm^4$$

$$I = 12171.99 cm^4$$

$$A_s = 2.36 cm^2$$

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_y = \frac{0.05 \times 0.47 \times 2.1}{(2 \times 0.47 + 3 \times 0.10) \times 0.011} = 3.618$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.844 = 1.447$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.776 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0514)}{12171.99 \times 10^{-8}} = 99.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.315 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0514)}{12171.99 \times 10^{-8}} = 131.21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{8.028 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0514)}{12171.99 \times 10^{-8}} = 166.80 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 99.23 + 2.1} = 0.43 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 131.21 + 2.1} = 0.53 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 166.80 + 2.1} = 0.61 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 27106.37}{1 + (3.618 \times 0.43)} = 11666.68 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 27106.37}{1 + (3.618 \times 0.53)} = 10219.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 27106.37}{1 + (3.618 \times 0.61)} = 9297.53 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 27106.37}{1 + (1.447 \times 0.53)} = 16875.22 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.776 \times 10^{-3} \times 5.35^2}{10 \times 32456.58 \times 11666.68 \times 10^{-8}} = 0.00361 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.315 \times 10^{-3} \times 5.35^2}{10 \times 32456.58 \times 10219.91 \times 10^{-8}} = 0.00545 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.028 \times 10^{-3} \times 5.35^2}{10 \times 32456.58 \times 9297.53 \times 10^{-8}} = 0.00761 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{6.315 \times 10^{-3} \times 5.35^2}{10 \times 10818.86 \times 16875.22 \times 10^{-8}} = 0.00990 \text{ m}$$

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00990 - 0.00361 + 0.00761 - 0.00545 = 0.00845 \text{ m}$$

$$\Delta f = 8.45 \text{ mm} \langle f_{adm} = 10.35 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Résumé des vérifications de la flèche pour chaque type de plancher**
- ✓ **Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II.2.14 Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible

Y (cm)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
5.90	16398	29452	1.84	5.31	6.36	10.13	9.34	10.35

$$\Delta f = 9.34 \text{ mm} \langle f_{adm} = 10.35 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Vérifications de la flèche pour plancher commerce :

Tableau II.2.15 Vérifications de la flèche pour plancher commerce

Y (cm)	I (cm ⁴)	I_o (cm ⁴)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
5.052	12188	27063	0.21	0.58	0,24	1,37	0,82	7.6

$\Delta f = 0.82mm \setminus f_{adm} = 7.6mm$ condition vérifiée.

II.2.2.1.1.5. Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau II.2.16 Schémas de ferrailage des poutrelles

Plancher	Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Terrasse inaccessible			
Habitation			
commerce			

II.2.2.1.1.6. Ferrailage de dalle de compression : CBA (Art B.6.8.2.3) [2]

➤ Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :

50 cm ≤ ente axe entre les poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$, donc : $A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$

✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.

✓ $f_e = 235 \text{ MPa}$. Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

A.N: $A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$. avec $S_t \leq 20 \text{ cm}$

➤ Barres parallèle (⊥) aux poutrelles :

$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$ A.N: $A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml}$. avec $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On opte pour un treillis soudés $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}. \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

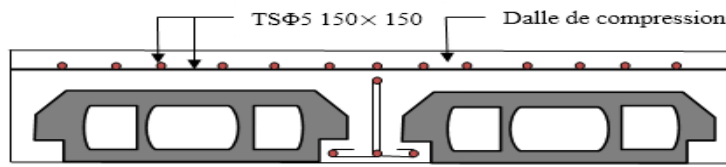


Figure II.2.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.2.2.2. Planchers à dalles pleines

II.2.2.2.1. Panneau DP1

C'est une dalle sur trois appuis d'épaisseur $e = 12 \text{ cm}$. Elle est illustrée sur la figure suivante :

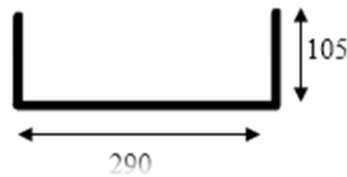
$\{ L_x = 1.05 \text{ m}$

$\{ L_y = 2.90 \text{ m}$

$\{ G = 4.36 \text{ kN/m}^2$
 $\{ Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} P_u = 8.14 \text{ kN} \\ P_s = 5.86 \text{ kN} \end{cases}$ Avec :

ELU: $P_u = (1.35 \times 4.36) + (1.5 \times 1.5) = 11.14 \text{ kN/m}^2$

ELS: $P_s = 4.36 + 1.5 = 7.86 \text{ kN/m}^2$



➤ Evaluation des moments :

On a: $L_x = 1,05 \text{ m} < L_y / 2 = 1,45 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$

ELU: $\begin{cases} M_0^x = \frac{8.14 \times 1.05^2 \times 2.9}{2} - \frac{2 \times 8.14 \times 1.05^3}{3} = 6.73 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{8.14 \times 1.05^3}{6} = 1.57 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS: $\begin{cases} M_0^x = \frac{5.86 \times 1.05^2 \times 2.9}{2} - \frac{2 \times 5.86 \times 1.05^3}{3} = 4.85 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{5.86 \times 1.05^3}{6} = 1.13 \text{ KN.m} \end{cases}$

Calcul des moments corrigés :

✓ En travée

ELU: $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 6.73 = 5.72 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 1.57 = 1.33 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS: $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 4.85 = 4.12 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 1.13 = 0.96 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ En appuis

ELU: $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 6.73 = -3.37 \text{KN.m}$

ELS: $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 4.85 = -2.46 \text{KN.m}$

➤ Ferrailage

Tableau II.2.17 Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis

En travée					
Sens	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculée} (cm ² /ml)
x-x	5.72	0.05	0.064	0.0877	1.87
y-y	1.33	0.012	0.015	0.0895	0.42
En appuis					
Sens	M _a (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculée} (cm ² /ml)
x-x/y-y	-3.37	0.029	0.037	0.0886	1.09

➤ Condition de non fragilité :

✓ en travée

Sens x-x : $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = \frac{8.10^{-4}}{2} \times (3-0.36) \times 100 \times 12 = 1.26 \text{cm}^2 < A_{calculé}$

Sens y-y : $A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 8.10^{-4} \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 < A_{calculé}$

On opte pour une section de ferrailage:

✓ En travée : Sens x-x : 3HA10 = 2.36cm²

Sens y-y : 3HA8 = 1.51cm²

✓ en appuis : 3HA8 = 1.51 cm²

➤ Espacement des barres :

Sens x-x : on opte pour S_t = 30cm ≤ min(3e, 33cm)

Sens y-y : on opte pour S_t = 30 cm ≤ min(4e, 45cm)

➤ Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07fc28}{\gamma_b} = 1.16 \text{MPa}$$

$$V_{ux} = (Pu \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 4.20 \text{KN}$$

$$V_{uy} = (Pu \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 0.20 \text{KN}$$

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{4.20}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.0466 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{0.20}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = 0.00222 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

➤ Vérification des contraintes :

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous:

✓ En travée :

Tableau II.2.18 Vérifications des contraintes en travée

Sens	M _t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I (m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b	Observation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (Mpa)	Observation
x-x	4.12	2.36	0.022	1.8015 × 10 ⁻⁵	5.01	15	Vérifiée	233.61	201,64	Non vérifiée
y-y	0.96	1.51	0.018	1.3685 × 10 ⁻⁵	1.27	15	Vérifiée	75.65	201,64	vérifiée

✓ En appuis :

Tableau II.2.19 Vérifications des contraintes en appuis

Sens	M _a (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I (m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Observation	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
x-x/y-y	-2.46	1.51	0.0181	1.3685 × 10 ⁻⁵	3.25	15	Vérifiée	193.86	201,64	vérifiée

Remarque : Les contraintes d’aciers sont vérifiées, sauf pour la contrainte de traction dans le sens x-x en travée donc on augmente la section de l’acier, on opte pour :

✓ En travée : Sens x-x : 3HA12 = 3.39cm² S_t = 30cm ≤ min(3e, 33cm)

➤ Rôle vérification des contraintes :

✓ En travée :

Tableau II.2.20 Rôle-vérifications des contraintes en travée

Sens	M _t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I(m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b	Observation	σ _s	σ̄ _s	Observation
x-x	4.12	3.39	0.0256	2.6681 × 10 ⁻⁵	3.95	15	Vérifiée	149.17	201,64	vérifiée

➤ Vérification à l'état limite de déformation :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

e = 12 cm > max[(0.0375 L_x, 0.0425 L_x)] = 4.46cm..... Condition est vérifiée

A_t^x = 3.39 ≤ 4.5..... Condition est vérifiée

Commentaire : la vérification de flèche n'est pas nécessaire.

II.2.2.2.2. Panneaux DP2, DP3 et DP4

Les résultats de calculs de ferrailage des autres type de dalles pleines (DP2, DP3, DP4) sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.2.21 Ferrailage des panneaux DP2, DP3 et DP4 en travée et en appuis

Type	Endroit	M (Kn)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm)	St (cm)	
D2	x-x	Travée	0.66	0.0057	0.0072	0.089	0.21	1.11	1.51	33
		appui	-0.44	0.0038	0.048	0.089	0.14	1.21	1.51	33
	y-y	Travée	0.27	0.0023	0.0029	0.089	0.087	0.96	1.51	33
		appui	-0.44	0.0038	0.048	0.089	0.14	1.21	1.51	33
D3	x-x	Travée	3.17	0.0270	0.0349	0.088	1.03	1.032	1.51	33
		appui	-1.71	0.0148	0.0187	0.089	0.55	1.21	1.51	33
	y-y	Travée	2.18	0.0189	0.0239	0.089	0.70	0.96	1.51	33
		appui	-1.33	0.0115	0.0145	0.089	0.43	1.21	1.51	33
D4	x-x	Travée	6.72	0.058	0.074	0.087	2.21	1.28	3.39	33
		appui	-3.95	0.034	0.043	0.088	1.28	2.36	1.51	33
	y-y	Travée	1.99	0.017	0.021	0.089	0.62	0.96	1.51	33
		appui	-3.95	0.034	0.043	0.088	1.28	1.51	1.51	33

II.2.2.2.3. Schéma de ferrailage

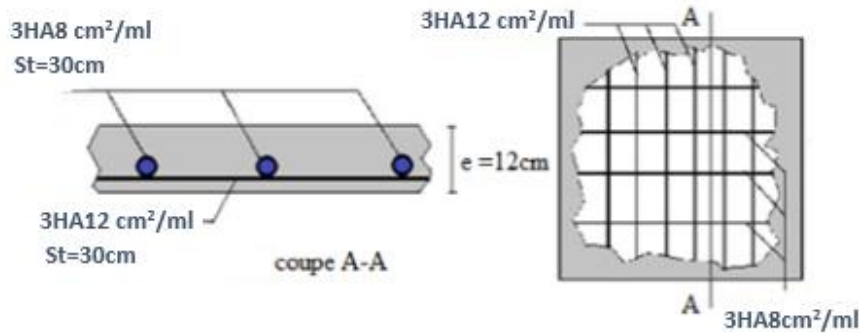


Figure II.2.4 Schéma de ferrailage de panneau DP1 et DP4

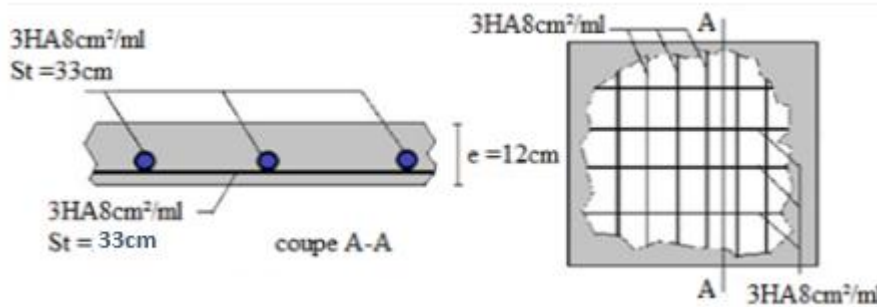


Figure II.2.5 Schéma de ferrailage de panneau DP2

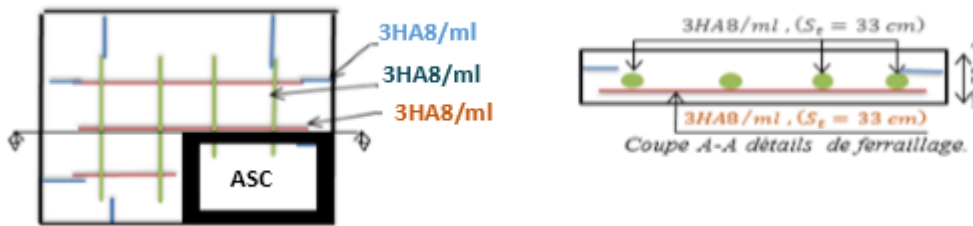


Figure II.2.6 : Schéma de ferrailage de panneau DP3

II.2.3. Etude de l'acrotère

II.2.3.1. Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
 - ✓ La fissuration est considéré préjudiciable
 - ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée
- Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture comme elles sont montrées sur la figure avec :
- $$S = 0.5 \times 0.10 + (0.10 + 0.07) \times 0.10 / 2$$
- $$S = 0.0585m^2$$

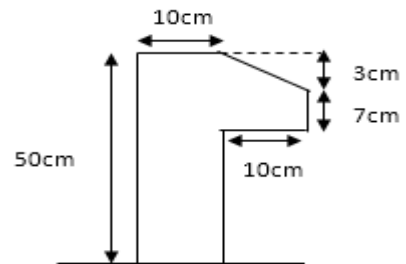


Figure II.2.7 Schéma de L'acrotère

II.2.3.2. Evaluation des charges

- ✓ Poids propre et la surcharge d'exploitation

G=2.11kn/m et Q=1kn/ml

- ✓ La force sismique

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots (\text{RPA99/2003, Art 6.2.3}) [1]$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A= 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.86 = 0.89 \text{ KN}$$

II.2.3.3. Calcul des sollicitations

✓ *calcul du centre de pression*

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

$$x_c = 6.49 \text{ cm}$$

$$y_c = 27.83 \text{ cm}$$

✓ *L'acrotère est soumis à:*

$$\begin{cases} M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \times h \implies M_Q = 1 \times 0.50 = 0.50 \text{ KN.m} \implies M_Q = 0.50 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_c \implies M_{Fp} = 0.89 \times 0.278 = 0.25 \text{ KN.m} \implies M_{Fp} = 0.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Différentes combinaisons à utiliser :**

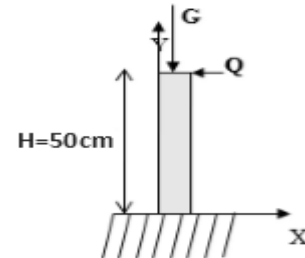


Figure II.2.8 Les sollicitations sur L'acrotère

Tableau II.2.22 Différentes combinaisons à utiliser

Différentes combinaisons à utiliser			
Sollicitation	ELU accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	1.86	2.51	1.86
M (KN.m)	0.75	0.75	0.5
V(KN)	1.89	1.5	1

II.2.3.4. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$\begin{cases} e_0 = M_u / N_u = 0.75 / 2.51 = 29.88 \text{ cm} \implies e_0 > H/6 \\ h/6 = 0.1/6 = 1.66 \text{ cm} \end{cases}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dont la section est partiellement comprimée

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec $M_{ua} = N_u \times e$, les éléments soumis a la flexion composée doivent être justifiés vis -à- vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

On remplace l'excentricité réelle ($e = M_u / N_u$) par une excentricité totale de calcul dont l'expression est : $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec : e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250), \text{ tels que } L: \text{ portée de l'élément } L = 50cm$$

$$e_a = \max (2cm \cdot 50/250) = \max (2cm ; 0.2cm) = 2 cm$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots \text{(RPA Art A.4.3.5) [1]}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.5 = 1m \Rightarrow e_2 = 0.6cm$$

D'où : $e = 29.88 + 0.6 + 2 = 32.48cm$

Les sollicitations deviennent alors :

$$\begin{cases} N_u = 2.51KN \\ M_u = 2.11 \times 0.3248 = 0.82KN.m \end{cases}$$

➤ **Calcul à L'ELU :**

On calcul les armatures à L'ELU, puis on effectuera la vérification des contrainte à L'ELS $e_0 > H/6 \iff$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$M_F = M_u + N_u (d - h/2) = 0.82 + 2.51 (0.07 - 0.1/2) = 0.87 KN .m$$

$$\iff M_F = 0.872KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.0125 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0157$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0695m$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{0.87 \times 10^{-3}}{0.0695 \times 348} = 0.36cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.36 - \frac{2.51 \times 10^{-3}}{348} = 0.36cm^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.85cm^2$$

$$A < A_{min} \iff \text{On adopte: } A_s = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2 / ml$$

$$\text{Soit : } 4HA6 = 1.13cm^2$$

• **L'espacement :**

✓ **Armature principale**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3cm; \text{ Soit } S_t = 25cm$$

✓ **Armature de répartition**

$$S_r \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33cm \iff \text{Soit : } S_t = 25cm$$

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 0.89 + 1 = 1.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1.89 \times 10^{-3} / (1 \times 0.07) = 0.027 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.33; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

➤ **Calcul à l'ELS :** D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$d = 0.07 \text{ m}$$

$$c = e_G - h / 2$$

Tel que e_G : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.5}{1.86} = 0.27 \text{ m} > h / 2 = 0.05$$

$$\Rightarrow c = 0.27 - 0.05 = 0.22 \text{ m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0) \quad \text{C à l'extérieur de la section.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$\begin{cases} P = -3 \times 0.20^2 + (0.07 + 0.20) \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.1151 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times (-0.20)^3 - (0.07 + 0.20)^2 \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.0146 \text{ m}^3 \end{cases}$$

On remplaçant p et q dans (*), sa résolution donne : $\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 = 1.68 \times 10^{-2} < 0$

Donc il existe trois racines réelles, dont on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \quad \rightarrow \quad 0,20 \leq y_c \leq 0,30 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0,222 \\ y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0,390 \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 0,168 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,392 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \phi = \cos^{-1} \frac{3q \sqrt{-3}}{2p} = 166,26^\circ \end{cases}$$

; Donc on prend : $y_c = 0,222 \rightarrow y = 0,022 \text{ m}$

1. Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 9.72 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} (d - y) = 13.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

➤ Schéma de ferrailage

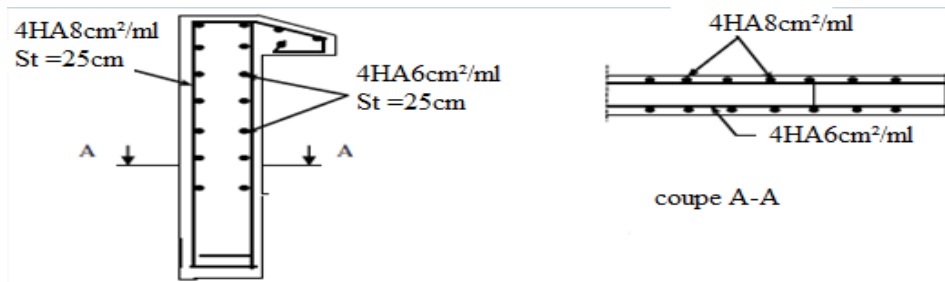


Figure II.2.9 Schéma de ferrailage de L'acrotère

II.2.4. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

II.2.4.1. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

➤ Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 50\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 51\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{personnes}} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

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

On a: $L_x = 150\text{cm}$, $L_y = 165\text{cm} \Rightarrow S = 1.50 \times 1.65 = 2.475\text{m}^2$

Soit alors son épaisseur est **e=15cm**.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$

$G = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{2.475} = 20.20\text{KN/m}^2$

$G_{\text{total}} = G + G' = 5 + 20.20 = 25.20\text{KN/m}^2$ Et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.2.4.2. Cas de charge répartie

❖ A l'ELU :

➤ Calcul les sollicitations :

$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 25.20 + 1.5 \times 1 = 35.52 \text{ KN}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$\rho = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$

• Calcul des sollicitations à ELU :

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0447 \times 35.52 \times 1.50^2 = 3.57 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.8036 \times 3.57 = 2.87 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 3.57 = 3.03 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 2.87 = 2.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 3.57 = -1.78 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple

$$\text{Le diamètre des barres utilisé doit être : } \varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

Tableau II.2.23 Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie

	Sens	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
En travée	Selon x	3.03	0,006	0,0083	0,179	0.49
	Selon y	2.44	0,0053	0,0066	0,179	0.39
En appuis	Selon x-y	-1.78	0,0039	0,0049	0,179	0,29

❖ Vérification à l'ELU:

➤ Condition de non fragilité :

✓ En travée :

On a des HA f_c400 ⇒ ρ₀ = 0.0008 ; Avec h₀ + e = 20cm, b = 100cm et ρ = 0,91

$$\begin{cases} \rho = 0,91 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.91}{2}\right) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{min} = 1.67 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{min} = 1.74 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_x^{min} \\ A_t^y = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on ferraille avec } A_y^{min} \end{cases}$$

$$A_t^y = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.0975 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ En appuis :

$$\begin{cases} A_a^x = 0.29 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{min} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_x^{min} \\ A_a^y = 0.29 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{on feraille avec } A_y^{min} \end{cases}$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_x = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_y = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{x-y} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Espacement des armatures:

Armatures || L_x ⇒ St = 25cm ≤ min (3h, 33cm) = 33cm

Armatures || L_y ⇒ St = 25cm ≤ min (4h, 45cm) = 45cm

➤ Effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0,91 > 0,4 \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 15,83 \text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11,89 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} = \frac{15,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,13 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS:**

$q_s = G_{total} + Q = 25,20 + 1 = 26,20 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,91 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$M_x^{OS} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0,0518 \times 26,20 \times 1,5^2 = 3,05 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{OS} = \mu_y \times M_x^{OS} = 0,8646 \times 3,05 = 2,64 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul les moments réels :**

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x^{OS} = 2,59 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y^{OS} = 2,24 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0,5 \times M_x^{OS} = -1,52 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes :**

Tableau II.2.24 Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M _{ser} [kn. m]	A _s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	Observation
En travée	x-x	2.59	2,01	3.00	7683.75	1,01	15	Vérifiée
	y-y	2.24	2,01	3.00	7683.75	0,87	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-1.52	2,01	3.00	7683.75	0,59	15	Vérifiée

❖ **Schéma de ferrailage**

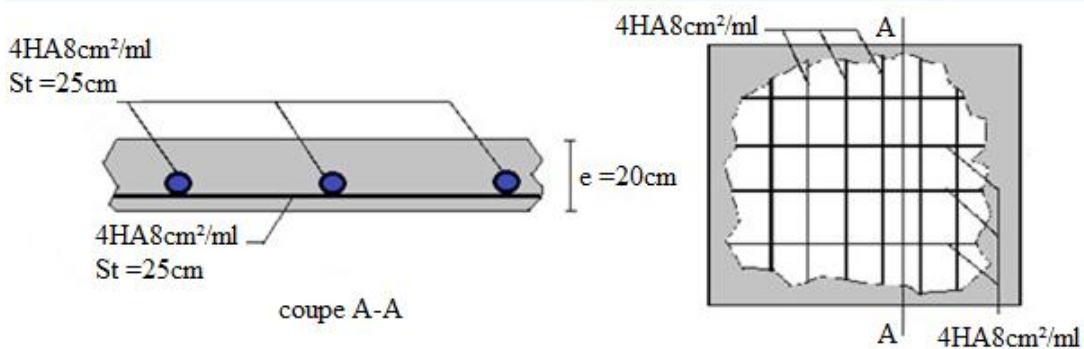


Figure II.2.10 Ferrailage de la dalle cas charge répartie

II.2.4.3. Cas d'une charge concentrée

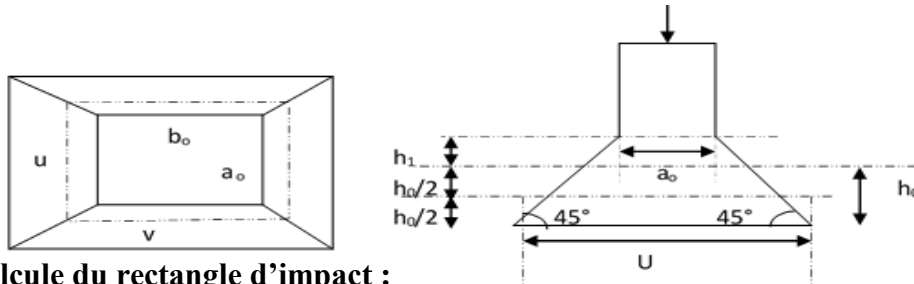
La charge concentré q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.



➤ Calcul du rectangle d'impact :

On a $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$ pour $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

Avec :

$h_1 = 5cm$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15cm$: Épaisseur de dalle.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).

$u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05m$

$v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05m$

➤ Calcul les sollicitations :

$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases}$ Avec v : Coefficient de poisson $\begin{cases} v = 0 \text{ à } L'ELU \\ v = 0,2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$

M_1 Et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

✓ M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{1,05}{1,5} = 0,7$ et $\rho = 0,91$

✓ M_2 est en fonction de $\frac{u}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_y} = \frac{1,05}{1,65} = 0,636$ et $\rho = 0,91$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1 = 0,077 kn.m$ et $M_2 = 0,062 kn.m$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$G = D_m + P_m + P_{per} = 51 + 15 + 6,3 = 72,3 kn$

$q_u = 1,35G = 97,605 kn$

$M_{x1} = q_u \times M_1 = 97.605 \times 0,077 = 7,515 kn.m$

$M_{y1} = q_u \times M_2 = 97,605 \times 0,062 = 6,051 kn.m$

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

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25kn$

$\rho = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0447 \times 8,25 \times 1,5^2 = 0,829 KN.m \\ M_{y2} = u_x \times M_{x2} = 0.8036 \times 0,829 = 0,666 KN.m \end{cases}$

➤ Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 7,515 + 0,829 = 8,344 kn.m$

$M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 6,051 + 0,666 = 6.717 kn.m$

➤ Les moments réels :

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 7,09 kn.m \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 5,71 kn.m \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.5 \times M_x^0 = -4,17 kn.m$

➤ Calcul de ferrailage :

Tableau II.2.25 Ferrailage de la dalle cas charge concentrée

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
En travée	Selon x	7.09	0.0154	0.0194	0.178	1.14
	Selon y	5.71	0.0124	0.0156	0,178	0.92
En appuis	Selon x-y	-4.17	0.0091	0.0113	0,179	0.67

❖ **Vérification à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**

On a des HA $f_c400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0,91$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,91 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.91}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_x^{\min} = 1.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 0.92 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_x^{\min} = 1.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 0.92 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 0.92 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_x^x}{4} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a^x = 0.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,67 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on feraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 0.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on feraille avec } A_y^{\min} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a^x = 0.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,67 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on feraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 0.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on feraille avec } A_y^{\min} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis sont résumées dans le tableau suivant :

4HA8 selon le sens X	4HA8 selon le sens Y	4HA8 selon x-y
$A_t^x = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_a^{x-y} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Espacement des armatures :**

Sens x-x : $St \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ **on adopte :** $St = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $St \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$ **on adopte :** $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v)$: Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 97,605 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.20 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 630 \text{ KN}$$

$$q_u = 97,605 \text{ KN} < 750 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{97.605}{3.15} = 30.98 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,258 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS:**

➤ **Le moment engendré par le moment de levage :**

$$M_1 = 0.077 \text{ KN.m} \text{ Et } M_2 = 0.062 \text{ KN.m}$$

$$q_{ser} = g = 72,3 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1S} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 72,3 \times (0.077 + 0.2 \times 0.062) = 6,46 \text{ KN.m} \\ M_{y1S} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 72,3 \times (0.062 + 0.2 \times 0.077) = 5.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1S} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 72,3 \times (0.077 + 0.2 \times 0.062) = 6,46 \text{ KN.m} \\ M_{y1S} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 72,3 \times (0.062 + 0.2 \times 0.077) = 5.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Le moment dû au poids propre de la dalle:**

$$Q_{ser} = G + Q = 6 \text{ kn/m}$$

$$ELS: \rho = 0.91 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{array} \right.$$

➤ Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{x2S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0518 \times 6 \times 1.5^2 = 0.69 \text{ KN.m} \\ M_{y2S} = \mu_y \times M_{x2S} = 0.8646 \times 0.69 = 0.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Superposition des moments :

✓ Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{xS} = M_{x1S} + M_{x2S} = 6.46 + 0.69 = 7.15 \text{ KN.m} \\ M_{yS} = M_{y1} + M_{y2S} = 5.59 + 0.59 = 6.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments réels :

En travée: $\begin{cases} M_{txS} = 0.85 \times M_{xS} = 0.85 \times 7.15 = 6.07 \text{ KN.m} \\ M_{tyS} = 0.85 \times M_{yS} = 0.85 \times 6.18 = 5.25 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis: $M_a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 6.07 = -3.03 \text{ KN.m}$

➤ Vérification des contraintes

Tableau II.2.26 Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M_{ser} [kn.m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	6.07	2.01	3.00	7683.75	2,37	15	Vérifiée
	y-y	5.25	2.01	3.00	7683.75	2,05	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-3.03	2.01	3.00	7683.75	1,18	15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{1.5} = 0.133 > \frac{3}{80} = 0,0375 & \left\{ \begin{aligned} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0,133 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0,0421 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{1.65} = 0.121 > \frac{3}{80} = 0,0375 & \left\{ \begin{aligned} \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.65} = 0.121 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0,0424 \end{aligned} \right. \end{aligned} \right. \end{cases} \text{Condition vérifiée}$$

❖ $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 12} = 1.67 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3}$ Condition vérifiée

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire [3]

➤ Schéma de ferrailage :

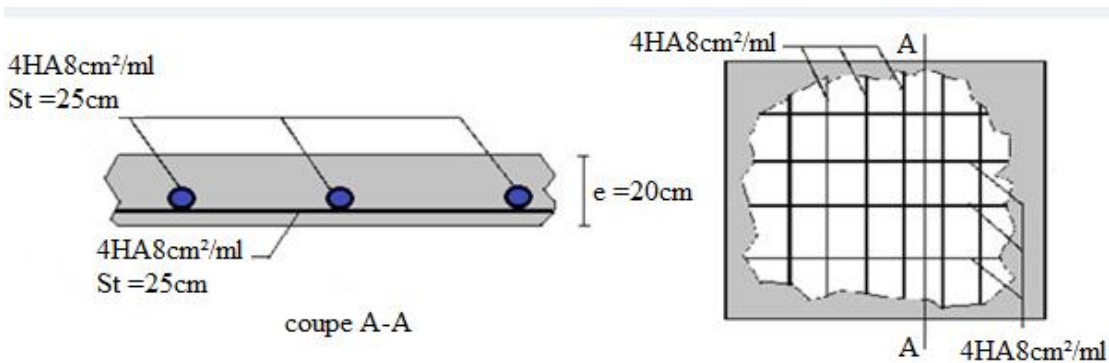


Figure II.2.11 Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentré

II.2.5. Étude des escaliers

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

II.2.5.1. Étude de type d'escalier courant

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse $e = 22\text{cm}$, le calcul se fait pour une bande de 1m.

➤ Evaluation des charges :

✓ Volée :

$$G_{\text{volée}} = 10.14 \times 1 = 10.14 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{volée}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

✓ Palier :

$$G_{\text{palier}} = 5.27 \times 1 = 5.27 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

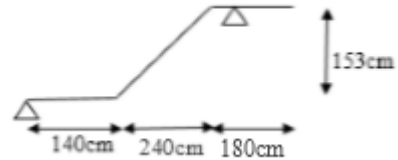


Figure II.2.12 Schéma d'escalier courant

➤ Combinaison des charges :

$$\text{L'ELU : } \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 17.44 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10.86 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{L'ELS : } \begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 12.64 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 7.77 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

II.2.5.1.1. Calcul des sollicitations :

❖ ELU

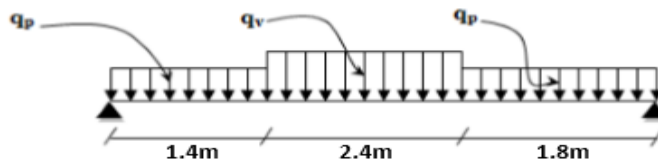


Figure II.2.13 Schéma statique de l'escalier courant à L'ELU

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 17.44 \times (2.4) - 10.86 \times (3.2) = 0 \\ R_A + R_B = 76.61 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow \begin{cases} 10.86 \times \left(\frac{1.4^2}{2}\right) + 17.44 \times 2.4 \times 2.6 + 10.86 \times 1.8 \times 4.7 - R_B \times (5.6) = 0 \\ R_A = 38.87 \text{ KN} \\ R_B = 37.74 \text{ KN} \end{cases}$$

• Les efforts internes :

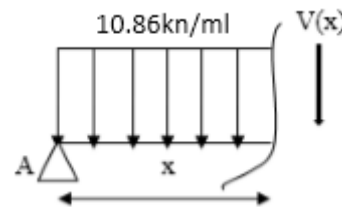
➤ Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.4$

$$V(x) = -10.86x + 38.87$$

$$\begin{cases} V(0) = 38.87 \text{ KN} \\ V(1.4) = 23.66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.43x^2 + 38.87x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 43.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$



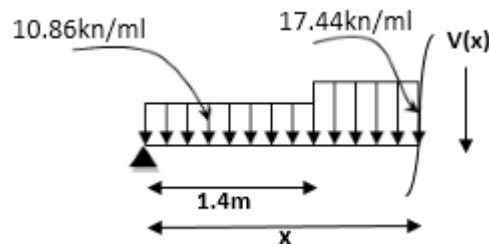
➤ Tronçons 2 : $1.4 \leq X \leq 3.8$

$$V(x) = -17.44x + 38.87$$

$$\begin{cases} V(1.4) = 14.45 \text{ KN} \\ V(3.8) = -27.40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -8.72x^2 + 38.87x$$

$$\begin{cases} M(1.4) = 37.32 \text{ KN.m} \\ M(3.8) = 21.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$



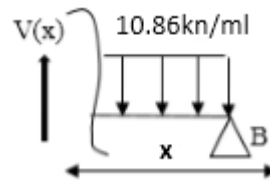
➤ **Tronçons 3 : $0 \leq X \leq 1.8$**

$$V(x) = -10.86x + 37.47$$

$$\begin{cases} V(0) = 37.47 \text{ KN} \\ V(1.8) = 17.92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.43x^2 + 37.47x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.8) = 49.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$



❖ **ELS :**

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 12.64 \times (2.4) - 7.77 \times (3.2) = 0 \\ R_A + R_B = 55.2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow \begin{cases} 7.77 \times \left(\frac{1.4^2}{2}\right) + 12.64 \times 2.4 \times 2.6 + 7.7 \times 1.8 \times 4.7 - R_B \times (5.6) = 0 \\ R_A = 28.13 \text{ KN} \\ R_B = 27.07 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Les efforts internes :**

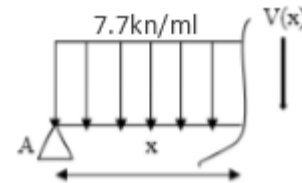
✓ **Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.4$**

$$V(x) = -7.7x + 28.13$$

$$\begin{cases} V(0) = 28.13 \text{ KN} \\ V(1.4) = 17.356 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -3.85x^2 + 28.13x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = 31.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$



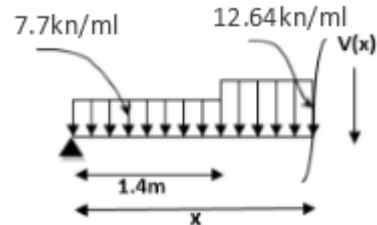
✓ **Tronçons 2 : $1.4 \leq X \leq 3.8$**

$$V(x) = -12.64x + 28.13$$

$$\begin{cases} V(1.4) = 10.43 \text{ KN} \\ V(3.8) = -19.90 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.32x^2 + 28.13x$$

$$\begin{cases} M(1.4) = 26.99 \text{ KN.m} \\ M(3.8) = 15.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$



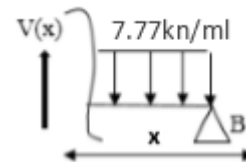
✓ **Tronçons 3 : $0 \leq X \leq 1.8$**

$$V(x) = -7.7x + 27.07$$

$$\begin{cases} V(0) = 27.07 \text{ KN} \\ V(1.8) = 13.21 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -3.85x^2 + 27.07x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.8) = 36.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$



II.2.5.1.1. Calcul des moments

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$.

L'ELU:

$$V(x) = -17.44x + 38.87 = 0 \Rightarrow x = 2.23 \text{ m.}$$

$$M(x) = M(2.23) = -8.72(2.23)^2 + 38.87(2.23) = 43.31 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t \text{ max} = 0.75M_{\text{max}} = 0.75 \times 43.31 = 32.48 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = -0.5M_{\text{max}} = -0.5 \times 43.31 = -21.65 \text{ KN.m} \\ V = 38.87 \text{ KN} \end{cases}$$

L'ELS:

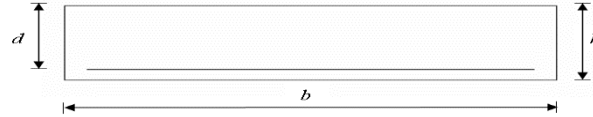
$$V(x) = -12.64x + 28.13 = 0 \Rightarrow x = 2.23 \text{ cm.}$$

$$M(x) = M(2.23) = -6.32(2.23)^2 + 28.13(2.23) = 31.30 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0.75M_{\max} = 0.75 \times 31.30 = 23.47 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0.5M_{\max} = -0.5 \times 31.30 = -15.59 \text{ KN.m} \\ V = 28.13 \text{ KN} \end{cases}$$

II.2.5.1.3. Ferrailage

La fissuration est peu nuisible



❖ **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.48}{1 \times 0.20^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.057 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.073$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{29.57 \times 10^{-3}}{0.2(1 - 0.4 \times 0.073)348} \Rightarrow A_s = 4.80 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.2 \times \frac{2.1}{400} = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 2.41 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 d'une section $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.65}{1 \times 0.20^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.048$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{19.71 \times 10^{-3}}{0.2(1 - 0.4 \times 0.048)348} \Rightarrow A_s = 3.17 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 d'une section $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$ et avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 3.39/4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

➤ **Verifications ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2} = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \dots \text{pas de risque de}$$

rupture par cisaillement.

• **Vérification de l'espace des armatures :**

En travée : Les armatures principales : $St = 20cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$.

Les armatures secondaires : $St = 33cm \leq \min(4e; 45cm) = 45cm$.

En appuis : Les armatures principales : $St = 33cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$.


Les armatures secondaires : $St = 33cm \leq \min(4e; 45cm) = 45cm$

➤ **Vérifications ELS :**

• **Vérifications des contraintes de béton :**


En travée : $M_T^S = 23.47KN.m$

Tableau.2.27 Vérification de contrainte de béton en travée

Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0503 m$	$\sigma_b = 5.08 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ 
$I = 2.3234 \times 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 5.08 MPa$	

En appuis : $M_a^S = 15.59KN.m$

Tableau.2.28 Vérification de contrainte de béton en appuis

Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0403 m$	$\sigma_b = 4.14 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ 
$I = 1.5150 \times 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 4.14 MPa$	

• **Vérifications de l'état limite de déformation :**

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

AN:

$e = 22cm \geq \max[(0,0375, 0,0375) \times 5.6] = 21 cm$ Condition vérifiée.

$A_t^x = 5.65 \leq 10$ Condition vérifiée.

Commentaire : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

II.2.5.1.4. Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant

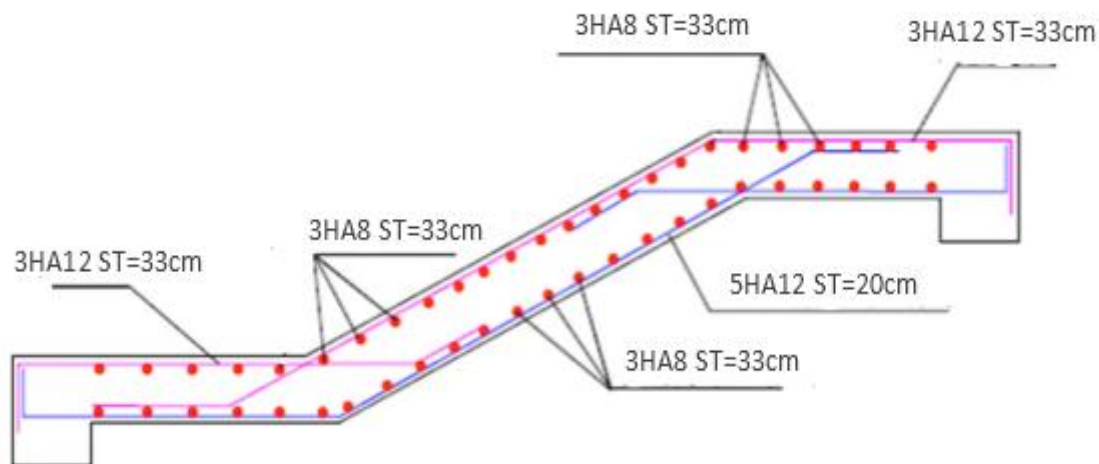


Figure II.2.14 Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant

II.2.5.2. Étude de type d'escalier RDC

Les calculs de ferrailage de l'escalier RDC sont résumés dans les tableaux suivants :

II.2.5.2.1. Ferrailage volée 01 :

Tableau II.2.29 Ferrailage de l'escalier RDC volée 1

Position	M _u KN. m	μ _{bu}	α	z (m)	A _{Calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St(cm)	A _{Répartition} (cm ² /ml)	St(cm)
Travée	44.1 2	0.07 7	0.10 1	0.19 2	6.60	2.41	6HA12=6.79	16.67	3HA10=2.36	33
Appui	29.4 1	0.05 2	0.06 6	0.19 5	4.33	2.41	4HA14=4.52	25	3HA8=1.51	33

II.2.5.2.2. Ferrailage volée 02 :

Tableau II.2.30 Ferrailage de l'escalier RDC volée 2

Position	M _u KN. m	μ _{bu}	α	z (m)	A _{Calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St(cm)	A _{Répartition} (cm ² /ml)	St(cm)
Travée	35.2 2	0.06 2	0.08 0	0.19 3	5.24	2.41	6HA12=6.79	16.67	3HA10=2.36	33
Appui	23.4 7	0.04 1	0.05 3	0.19 6	3.44	2.41	4HA14=4.52	25	3HA8=1.51	33

II.2.5.2.3. Schéma de ferrailage de l'escalier

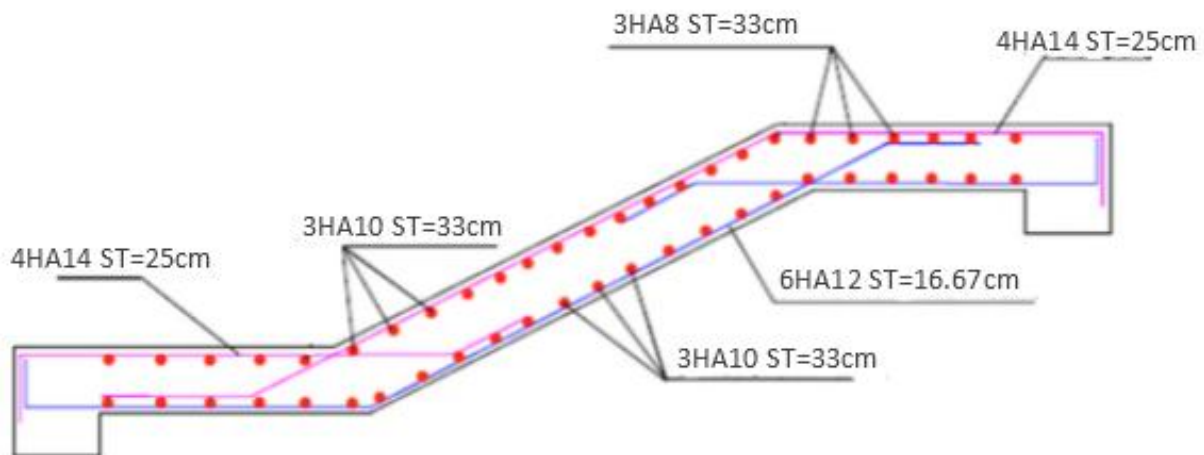


Figure II.2.15 Schéma de ferrailage de l'escalier RDC

II.2.5.3. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, avec une longueur de 3.3 m, la poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

II.2.5.3.1. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$$

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

- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} b = 30\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \\ h = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases} \quad [1]$$

⇒ On adopte une section de (30x30) cm²

II.2.5.3.2. Calcul de la poutre palière

Les charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$.

Charge revenant à l'escalier est la réaction d'appui ou point B : $\begin{cases} \text{ELU: } 37.74 \text{ KN/ml.} \\ \text{ELS: } 27.07 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

G_m : Poids de mur extérieur : $G_m = 2.76 \times (1.53 - 0.4) = 3.12 \text{ KN.m}$

Alors : $\begin{cases} q_u = 1.35 \times (2.25 + 3.12) + 37.74 = 44.98 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.25 + 3.12 + 27.07 = 32.44 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

➤ **Calcul des sollicitation :**

- **ELU :**

$$M^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{44.98 \times 3.55^2}{24} = 23.62 \text{ KN.m}$$

$$M^a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{44.98 \times 3.55^2}{12} = 47.23 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$M^t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{32.44 \times 3.55^2}{24} = 17.03 \text{ KN.m}$$

$$M^a = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{32.44 \times 3.55^2}{12} = 34.06 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant : $V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{44.98 \times 3.55}{2} = 79.84 \text{ KN.m}$

- **Ferraillage à la flexion simple :**

Tableau II.2.31 Ferraillage de la poutre palière

	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm²)	A_{min}(cm²)
Travée	23.62	0,071	0,092	0,270	2,52	1.01
Appui	47.23	0,141	0,191	0,259	5,25	1.01

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{0,2 \times f_c 28}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \tau_{fle} = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_{fle} = \frac{79.84}{0.3 \times 0.28} \times 10^{-3} = 0.95 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

II.2.5.3.3. Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

Dont : $M_{tor} = 21.65 \times \frac{3.55}{2} = 38.43 \text{ KN.m}$

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

U : périmètre de la section.

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

e : épaisseur de la paroi ⇒ $e = b/6 = 5 \text{ cm}$

$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 0.0625 \text{ m}^2$

$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 1.00 \text{ m}$

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{38.43 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 400} = 8.83 \text{ cm}^2$$

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.98 + 4.41 = 10.39 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 3\text{HA}14+3\text{HA}16 = 10.65 \text{ cm}^2$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.85 + 4.41 = 8.26 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^a = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{38.43 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 6.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.90 + 37.82} = 6.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 6.22 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

⇒ On doit augmenter la section de poutre palière.

Remarque : Redimensionnement de la poutre palière (b=35cm, h=40cm).

• **Calcul des sollicitations :**

ELU	ELS
$R_B = 37.74 \text{ KN/ml}$	$R_B = 27.07 \text{ KN/ml}$
$g_0 = 4 \text{ KN/m}$	$g_0 = 4 \text{ KN/m}$
$P_u = 47.35 \text{ KN/m}$	$P_s = 34.19 \text{ KN/m}$
$M^t = 55.94 \text{ KN.m}$	$M^t = 40.39 \text{ KN.m}$
$M^a = -37.29 \text{ KN.m}$	$M^a = -26.93 \text{ KN.m}$
$V_u = 84.04 \text{ KN}$	

➤ **Ferraillage en flexion :**

Tableau II.2.32 Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple

	Mu (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	55.94	0.068	0.088	0.366	4.39	1.01
Appui	37.29	0.045	0.058	0.371	2.88	1.01

➤ **Ferraillage en torsion :**

Tableau II.2.33 Ferraillage de la poutre palière à la torsion

M _{tor} (KN.m)	e (cm)	Ω (m ²)	U (m)	A _{tor} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
38.43	6.66	0.1111	1.3336	6.63	1.83

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4.39 + 3.31 = 7.70 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 3\text{HA}12+3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.88 + 3.31 = 6.19 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^a = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{38.43 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1111 \times 0.0666} = 2.59 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.3 + 6.74} = 2.65 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

➤ Calcul des armatures transversales : $A_t = A_t^{fle} + A_t^{tor}$

✓ En flexion :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 40 \times 15}{400} = 0.6 \text{ cm}^2 \text{ Avec } : S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{40 \times 15 \times (0.55 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.15 \text{ cm}^2$$

✓ En torsion :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{38.43 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.1111 \times 400} = 0.74 \text{ cm}^2$$

donc $\Rightarrow A_t = 1.34 \text{ cm}^2$

Tableau II.2.34 Ferrailage de poutre palière en flexion et en torsion

	Section d'armature en travée et aux appuis						
	Flexion simple		Torsion	A Total		A adopté	
	travée	appuis		travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale	4.39	2.88	6.63	7.70	6.19	3HA12+3HA14 =8.01 cm ²	6HA12 =6.79 cm ²
Armature transversale	0.6		0.74	1.34		4φ ₈ = 2.01cm ² S _t = 15cm	

➤ Vérifications à ELS :

✓ Etat limite de compression de béton :

Tableau.2.35 Vérification de la compression dans la poutre palière

	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	40.39	8.01	0.1240	104163.1	4.80	15	Vérifiée
En appui	26.93	6.79	0.1159	91797.3	3.40	15	Vérifiée

✓ Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0.35 \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{27.63}{10 \times 36.84} \right) \times 3.55 \right] = 0.222 \text{ cm} \\ A_t = 8.04 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 40 \times 38}{400} = 15.96 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Commentaire : Les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

II.2.5.3.4. Schéma de ferrailage

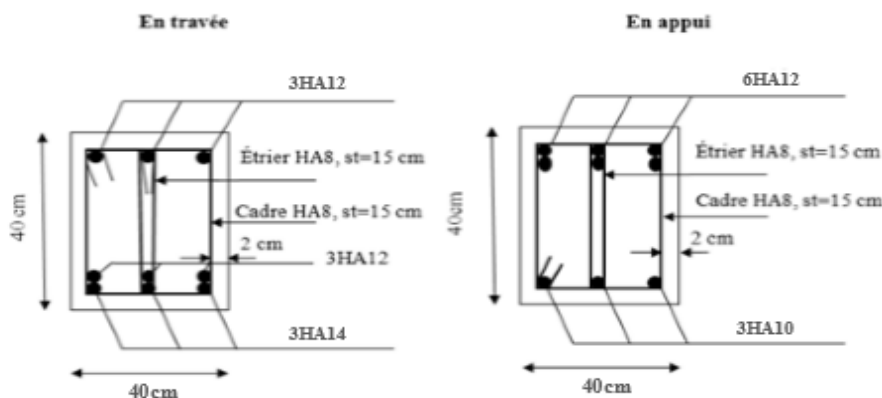


Figure II.2.16 Schéma de ferrailage de la poutre palière

II.2.6. Etude la poutre de chaînage

II.2.6.1. Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3) [1]

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ telque } L_{max} = 3.5m$$

- ✓ Hauteur minimale $h \geq 31.33$ cm.
- ✓ Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (30 \times 35)cm^2$.

II.2.6.2. Sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

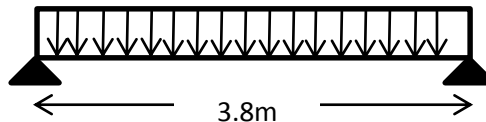


Figure.2.17 Schéma statique de la poutre de chaînage

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

- ✓ $G_{p.c} = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625$ KN/ml.
- ✓ $G_{mur} = 2.76 (3.06 - 0.40) = 7.34$ KN/ml.

• Calcul des moments :

$$\begin{aligned}
 \text{ELU} \quad & \left\{ \begin{aligned} q_u &= 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 13.45 \text{ KN/ml} \\ M_u &= q_u \times l^2 / 8 = 20.59 \text{ KN.m} \\ V_u &= q_u \times l / 2 = 23.53 \text{ KN} \end{aligned} \right. \\
 \text{ELS} \quad & \left\{ \begin{aligned} q_s &= G_{p.c} + G_{mur} = 9.965 \text{ KN/ml.} \\ M_s &= q_s \times l^2 / 8 = 15.26 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

• Correction des moments :

$$\begin{aligned}
 \text{Travée} \quad & \left\{ \begin{aligned} M_T^u &= 0.85 M_u = 17.50 \text{ KN.m} \\ M_T^s &= 0.85 M_s = 12.97 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \\
 \text{Appuis} \quad & \left\{ \begin{aligned} M_a^u &= -0.5 M_u = -10.29 \text{ KN.m} \\ M_a^s &= -0.5 M_s = -7.63 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

II.2.6.3. Ferrailage

Tableau II.2.36 Ferrailage de la poutre de chaînage

Ferrailage de la poutre de chaînage							
	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travée	17.50	0.0401	0.0512	0.313	1.61	3HA12 = 3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.15$
Appuis	- 10.29	0.0235	0.0298	0.316	0.94	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.15$

II.2.6.3.1. Vérifications ELU

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.245 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa, FN}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 67 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 28.8 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \Rightarrow \boxed{S_t = 25 \text{ cm}}$$

II.2.6.3.2. Vérifications ELS

➤ Vérification de la contrainte dans le béton :

Tableau II.2.37 Vérification de la contrainte dans le béton

	M^s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	12.97	0.0885	3.4183×10^{-4}	3.36	15
Appuis	- 7.63	0.0758	2.5465×10^{-4}	2.27	15

➤ Etat limite de déformation :

• Evaluation de la flèche :

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{35}{350} = 0.1m \geq \frac{12.97}{10 \times 15.26} = 0.084m$Condition vérifiée.

$\frac{3.39}{30 \times 32} = 3.5 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$Condition vérifiée.

$\frac{35}{350} = 0.1m \geq \frac{1}{16} = 0.062m$Condition vérifiée.

Commentaire : Les conditions sont vérifiées, calcul de la flèche n'est pas nécessaire

II.2.6.3.3. Schéma de ferrailage

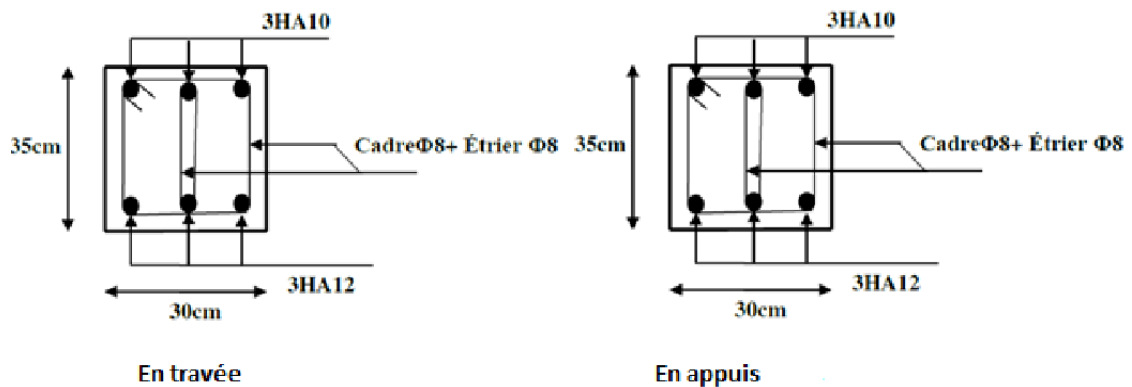


Figure II.2.18 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Chapitre III

Etude dynamique

III.1. Introduction

La structure étudiée sera réalisée dans la ville de Bejaia, qui est en zone sismique IIa selon la classification de **RPA99version2003**, donc elle est exposée à des séismes. La structure étudiée est d'une hauteur de 32.64m destinée à usage multiple habitations et commerce donc il est important de prévoir son comportement sous chargement dynamique. Alors, il est de forte nécessité de faire une étude dynamique adéquate pour prédire le comportement de celle-ci au cas d'un éventuel séisme majeur.

La modélisation de la structure sera faite en construisant un modèle numérique 3D de l'ossature de la structure étudiée. Cela sera fait en utilisant un logiciel en élément finis qui est dans notre cas **L'ETABS V16.2**. Le modèle effectuera en modélisant l'ossature poteau poutres, les voiles de contreventement et les diaphragmes, tout en respectant prescription des règles en vigueur. L'étude dynamique sera faite dans les règles de l'art en respectant les prescriptions des règles de RPA99/2003 et cela en adoptant un système de contreventement adéquat. Dans ce qui suit en présentera la modélisation de la structure en utilisant le logiciel ETABS ainsi les résultats obtenus à fin de dimensionner les différents éléments structuraux de l'ouvrage.

III.2. Méthodes de calcul

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

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

III.2.1. Méthode statique équivalente

- **Calcul de la force sismique totale :**

L'effort sismique total V , appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad \text{Avec :}$$

A : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dans notre cas : - Groupe d'usage 2} \\ \text{- Zone sismique : IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99 /2003 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte) $\Rightarrow \mathbf{R = 5}$

Q : facteur de qualité ; il est fonction de :

Conditions	Sens X-X	Sens Y-Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du RPA99/2003. $Q_x = 1.2$ et $Q_y = 1.15$

W : poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$
 $W = 45643,0375KN$ (tirer par L'ETABS)

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99/2003.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T = C_T \times (h_t)^{3/4}$$

Avec :

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

$$\Rightarrow h_t = 32.64m .$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \text{ (tableau 4.6 du RPA 99/2003).} \quad \text{D'où : } T = 0,68s.$$

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_i}{\sqrt{L}}$$

Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_x = 28.5 \text{ m} \\ L_y = 18.3 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.55 \text{ sec} \\ T_y = 0.68 \text{ sec} \end{cases}$$

On prend la plus petite valeur pour T. [1]

$$\begin{cases} T_{stx} = \min(T, T_x) = \min(0.55s; 0.68s) = 0.55s \\ T_{sty} = \min(T, T_y) = \min(0.68s; 0.68s) = 0.68s \end{cases}$$

✓ **Valeur de T_1 et T_2 :**

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

Sol meuble $\Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s}$ et $T_2 = 0.5 \text{ s}$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ facteur de correction d'amortissement.

ξ (%): est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/2003 tableau 4.2). [1]

✓ Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$.

✓ Voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5\% \Rightarrow \eta = 0.82$

$$\begin{cases} D_x = 1.92 \\ D_y = 1.67 \end{cases}$$

Donc :

$$V_x = 3154.85KN$$

$$V_y = 2629.72KN$$

III.2.2. Méthode d'analyse dynamique

III.2.2.1. Modélisation de la structure

La modélisation de la structure consiste à présenter une simulation sur le logiciel ETABS 2016 sous forme d'un modèle numérique en 3D. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteaux et poutres et des planchers modélisés sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 10 niveaux, encastés à la base.

La structure modélisée de hauteur $h_t = 32.64m$ et des longueurs $L_x = 28.5m$, $L_y = 18.3m$. La simulation du séisme se fait par introduction d'un spectre de réponse en fonction de la zone sismique et du site d'implantation. Le logiciel nous donne la main pour introduire un spectre réglementaire, on introduisant un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique qui est la zone (IIa), le type de sol qui est dans notre cas S3 : site meuble, le groupe d'usage du bâtiment groupe 02, les matériaux constitutifs et le système de contreventement.

La structure modélisée se constitue de 10 niveaux, un entre sol et un RDC d'une hauteur de 4.08m, et des niveaux de 1 à 8 d'une hauteur de 3.06m.

Le fait que la structure est d'une hauteur de 32.64m qui est supérieure à 14m donc l'utilisation des voiles de contreventement est obligatoire pour éviter les effets de torsion selon les règlements en vigueur, et ainsi que la hauteur des bâtiments est inférieure à 33m donc on a le choix de contreventer par des voiles en béton armé ou un système mixte avec interaction. Dans notre cas on a opté pour un contreventement mixte voile-portique avec interaction. La modélisation est faite en respectant les exigences du comportement de la structure en appliquant les articles du règlement RPA, ces exigences sont :

- Avoir une distribution symétrique des masses et des rigidités.
- Vérification des interactions horizontales et verticales.
- Avoir des modes de vibration adéquats, cela veut dire avoir une période acceptable.

Pour cela parmi plusieurs dispositions, on a opté pour la disposition suivante qui est la plus adéquate pour notre cas :

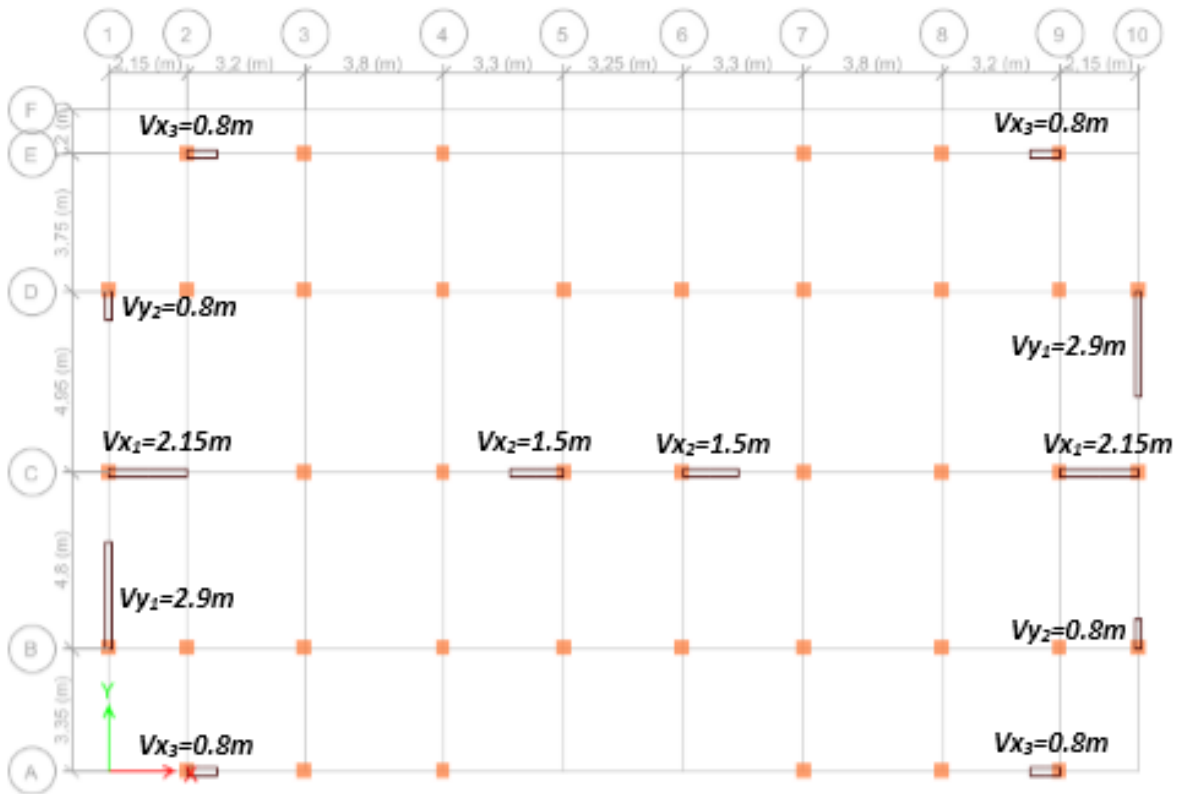


Figure III.1 Disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

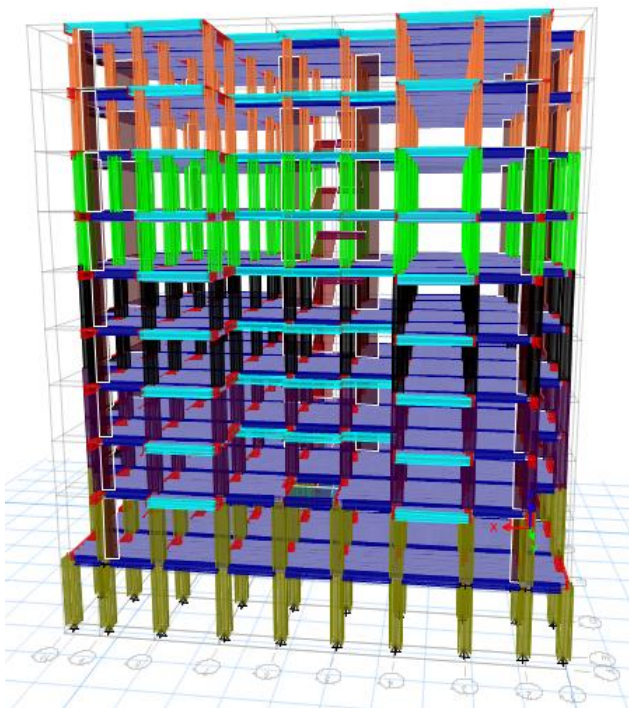


Figure III.2 Vue de face

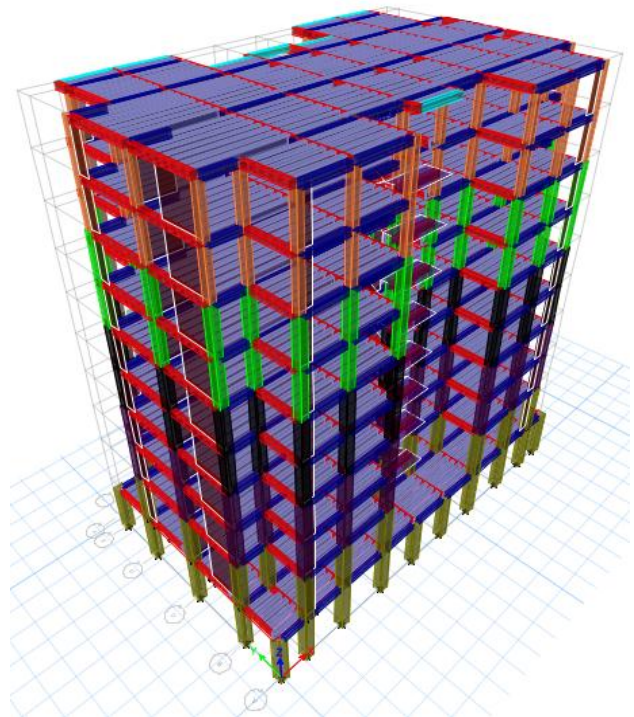


Figure III.3 Vue en 3D

III.2.2.2. Analyse du comportement de la structure

✓ **Mode1 :**

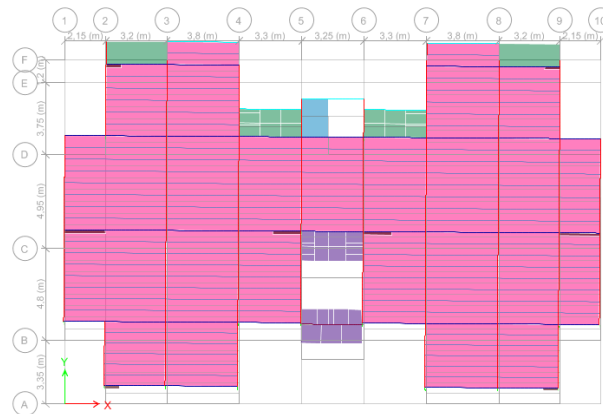


Figure III.4 Premier mode de déformation (translation suivant Y) (T=0,764sec)

Analyse des résultats : la participation modale du premier mode suivant (Y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

✓ **Mode 2 :**

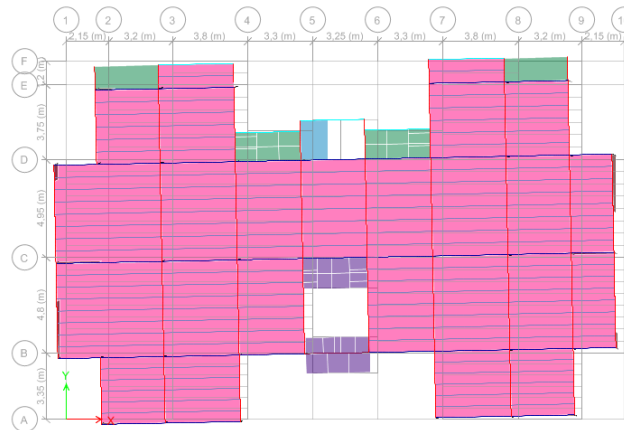


Figure III.5 Deuxième mode de déformation (translation suivant X) (T=0,68sec)

Analyse des résultats : la participation modale du deuxième mode suivant (X) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

✓ **Mode3 :**

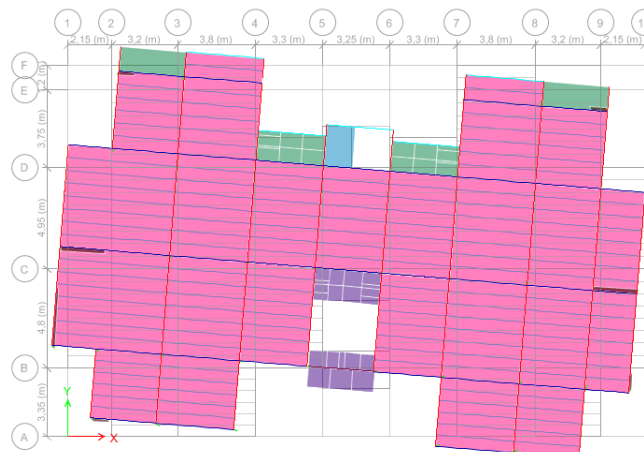


Figure III.6 Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T= 0,616sec)

✓ Période de vibration et taux de participation des masses modales:

Tableau III.1 Période de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,764	0,0013	0,7336	0	0,0013	0,7336	0
2	0,68	0,6386	0,0004	0	0,6399	0,734	0
3	0,616	0,1073	0,0022	0	0,7472	0,7362	0
4	0,234	0,0004	0,1416	0	0,7476	0,8778	0
5	0,214	0,1285	0,0003	0	0,876	0,8781	0
6	0,186	0,0052	0,0001	0	0,8813	0,8782	0
7	0,115	0,0002	0,0608	0	0,8815	0,939	0
8	0,109	0,0569	0,0002	0	0,9384	0,9392	0
9	0,089	0,0006	1,025E-06	0	0,939	0,9392	0
10	0,069	0,0001	0,0312	0	0,9391	0,9704	0
11	0,066	0,03	0,0001	0	0,969	0,9705	0
12	0,053	0,0002	0	0	0,9692	0,9705	0

Remarque : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 8ème mode (sens x-x) et à partir du 7ème mode (sens y-y) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**.

III.2.2.3. Analyse spectrale

Spectre de réponse : La réponse d’une structure à une accélération dynamique est fonction de l’amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérographes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d’une structure. L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique

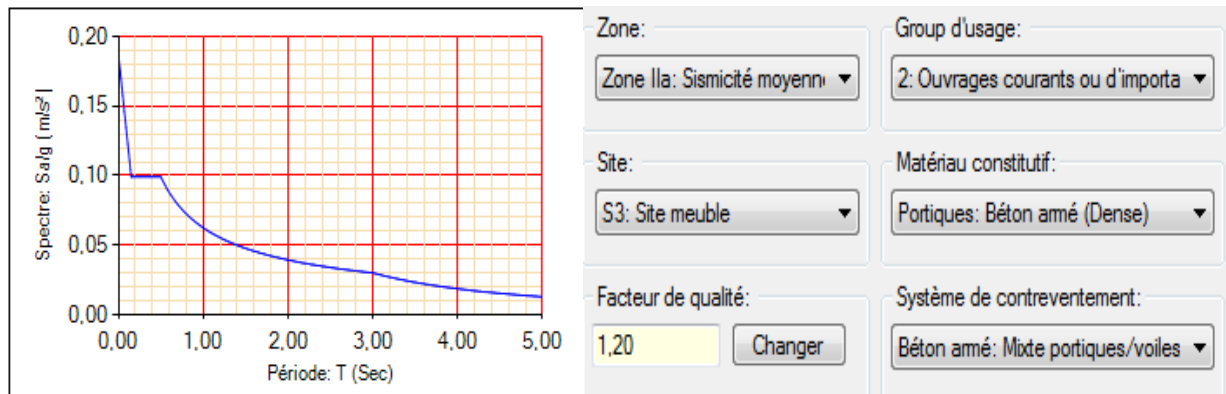


Figure III.7 Réponse spectrale de la structure

III.3. Justification de l'interaction voile-portique

Les tableaux (III.2) et (III.3) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales. L'article (3.4.A.4.a) du **RPA99/version2003** stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

III.3.1. Sous charges verticales

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III.2 Interaction sous charges verticales

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
8	-3531,0574	-1145,8237	75,50	24,450
7	-6931,7535	-2071,5306	76,99	23,01
6	-10859,6503	-2763,9034	79,71	20,29
5	-14628,3252	-3612,1695	80,20	19,80
4	-18765,5463	-4248,2652	81,54	18,46
3	-22767,7088	-5018,6603	81,94	18,06
2	-27235,4787	-5493,9505	83,21	16,79
1	-31526,2048	-6142,5802	83,69	16,31
RDC	-37724,0947	-6165,4233	85,95	14,05

Commentaire : L'interaction verticale est vérifiée dans tous les étages sauf les trois derniers, cela due à des réductions des sections des poteaux.

III.3.2. Sous charges horizontales

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III.3 Interactions sous charge horizontales

Niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
8	709,356	246,641	74,20	25,80	769,8101	259,3318	74,80	25,20
7	658,745	617,359	51,62	48,38	652,8358	558,7834	53,88	46,12
6	1282,06	462,843	73,47	26,53	1179,597	466,4634	71,66	28,34
5	1273,30	871,747	59,36	40,64	1167,976	846,87	57,97	42,03
4	1673,32	821,254	67,08	32,92	1484,808	851,7697	63,55	36,45
3	1637,72	1155,63	58,63	41,37	1462,464	1159,148	55,78	44,22
2	1838,62	1197,72	60,55	39,45	1606,058	1263,951	55,96	44,04
1	1839,74	1393,63	56,90	43,10	1647,460	1467,460	52,89	47,11
RDC	1279,38	2213,88	36,62	63,38	1189,764	2155,765	35,56	64,44

Commentaire : L'interaction horizontale est vérifiée dans tous les étages

III.4. Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique

Selon RPA99V2003 (Article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente. [1]

Tableau III.4 Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultats des forces sismiques	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	3492.0805	3154.85	2523.88	Vérifiée
Sens y-y	3511.2041	2629.72	2103.78	Vérifiée

Selon RPA99V2003 la résultante des périodes dynamique (T_{dy}) à la base doit être inférieure ou égale à $1,3 T_{st}$ (T_{dy} : la période dynamique donner par le tableau de taux de participation massique)

Tableau III.5 Vérification de la période dynamique à la base

Résultats des périodes	T_{dy} (S)	T_{st} (S)	$1,3 \times T_{st}$ (S)	Observation
Sens x-x	0.68	0.55	0.715	Vérifiée
Sens y-y	0.764	0.68	0.884	Vérifiée

III.5. Vérification de l'effort normale réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3 \quad (\text{Article 7.1.3.3) RPA99V2003. [1]}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton = 25MPa

Tableau III.6 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux

Niveaux	B (cm2)	N (KN)	V	Observation
E-sol	4900	2118.7896	0.17	Vérifiée
RDC	4900	3339.4568	0.27	Vérifiée
1	3600	1902,8569	0.21	Vérifiée
2	3600	1512,9971	0.17	Vérifiée
3	3025	1240,6904	0.16	Vérifiée
4	3025	971,7258	0.13	Vérifiée
5	2500	746,2087	0.12	Vérifiée
6	2500	560,4121	0.09	Vérifiée
7	1600	374,395	0.09	Vérifiée
8	1600	204,0569	0.05	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifié pour tous les poteaux de notre structure

III.6. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{Formule (4-19).}$$

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003. [1]

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau III.7 Vérification de déplacement relatif dans le sens (X-X) et (Y-Y)

Niveau	Sens X – X						
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0.0019	0.0095	0	0.0095	4.08	0.0023	Vérifiée
1	0.0048	0.0240	0.0095	0.0145	3.06	0.0047	Vérifiée
2	0.0083	0.0415	0.0240	0.0175	3.06	0.0057	Vérifiée
3	0.0120	0.0600	0.0415	0.0185	3.06	0.0060	Vérifiée
4	0.0156	0.0780	0.0600	0.0180	3.06	0.0059	Vérifiée
5	0.0191	0.0955	0.0780	0.0175	3.06	0.0057	Vérifiée
6	0.0222	0.1110	0.0955	0.0155	3.06	0.0051	Vérifiée
7	0.0249	0.1245	0.1110	0.0135	3.06	0.0044	Vérifiée
8	0.0273	0.1365	0.1245	0.0120	3.06	0.0039	Vérifiée
Niveau	Sens Y – Y						
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0.0019	0.0095	0	0.0095	4.08	0.0023	Vérifiée
1	0.0049	0.0245	0.0095	0.0150	3.06	0.0049	Vérifiée
2	0.0085	0.0425	0.0245	0.0180	3.06	0.0059	Vérifiée
3	0.0123	0.0615	0.0425	0.0190	3.06	0.0062	Vérifiée
4	0.0167	0.0835	0.0615	0.0220	3.06	0.0072	Vérifiée
5	0.0199	0.0995	0.0835	0.0160	3.06	0.0052	Vérifiée
6	0.0233	0.1165	0.0995	0.0170	3.06	0.0055	Vérifiée
7	0.0263	0.1315	0.1165	0.0150	3.06	0.0049	Vérifiée
8	0.029	0.145	0.1315	0.0135	3.06	0.0044	Vérifiée

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

III.7. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \text{ Formule (5.6).}$$

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

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

V_K : Effort tranchant d’étage au niveau k.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_K : Hauteur d’étage (k).

Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: 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 : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si : $\theta_K > 0.20$ La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés. [1]

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau III.8 Vérification de l'effet P- Δ dans le sens (X-X) et (Y-Y)

Niveau	Sens X – X					
	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
RDC	0.0095	39614,6238	3492,0805	4.08	0.026	Vérifiée
1	0.0145	33901,5525	3376,4319	3.06	0.047	Vérifiée
2	0.0175	29453,9032	3201,1959	3.06	0.053	Vérifiée
3	0.0185	25006,2539	2962,9867	3.06	0.051	Vérifiée
4	0.0180	20728,9034	2653,1819	3.06	0.046	Vérifiée
5	0.0175	16451,5529	2287,6919	3.06	0.041	Vérifiée
6	0.0155	12328,8186	1854,024	3.06	0.034	Vérifiée
7	0.0135	8206,0844	1370,2322	3.06	0.027	Vérifiée
8	0.0120	4345,5351	816,1371	3.06	0.021	Vérifiée
Niveau	Sens Y – Y					
	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
RDC	0.0095	39614,6238	3511,2041	4.08	0,026	vérifiée
1	0.0150	33901,5525	3396,903	3.06	0.049	vérifiée
2	0.0180	29453,9032	3223,9429	3.06	0.053	vérifiée
3	0.0190	25006,2539	2986,2462	3.06	0.051	vérifiée
4	0.0220	20728,9034	2677,4119	3.06	0.044	vérifiée
5	0.0160	16451,5529	2313,3929	3.06	0.037	vérifiée
6	0.0170	12328,8186	1879,2819	3.06	0.036	vérifiée
7	0.0150	8206,0844	1390,6764	3.06	0.029	vérifiée
8	0.0135	4345,5351	827,7812	3.06	0.024	vérifiée

On remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés

III.8. Conclusion

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On à effectuer un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaison d'actions. Cela, est effectuer a fin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamique et d'avoir un meilleure comportement de la structure et de satisfaire toute les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur

importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e=20\text{cm}$. Le nombre totales des voiles prévus est de 12, 8 voiles disposés selon x et 4 voiles et selon y. Et des portiques poteaux- poutres, les poteaux de dimension $70*70\text{cm}$ aux niveaux d'entre sol et RDC, $60*60\text{cm}$ aux niveaux de 1er et 2ème étages, $55*55\text{cm}$ pour le 3ème et 4ème étages, $50*50\text{cm}$ pour le 5ème et 6ème étages et $40*40$ pour le 7ème et 8ème étages, et des poutres de $30*40\text{cm}$ pour les deux sens principale et secondaire. La modélisation qui a été faite avec logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaites vis-à-vis des exigences des regèles en vigueur

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translations, le 1^{er} selon y et le 2eme selon x, et le 3eme est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 8 selon x et dans le mode 7 selon y. La période de vibration de la structure obtenue par le calcul est de 0.68s selon x et 0.764s selon y qui satisfait largement la condition $T_n \times 1.3 \geq T_{\text{dyn}}$.

Chapitre IV

Etude des éléments structuraux

IV.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

IV.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS V16.2** dans l'ordre suivant: (**RPA99/2003**).[1]

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q ±E.....(3)
- ✓ 0.8 G ±E.....(4)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

IV.2.1. Recommandations du RPA99/2003

IV.2.1.1. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone **IIa**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (**IIa**).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (**IV.1**). [1]

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

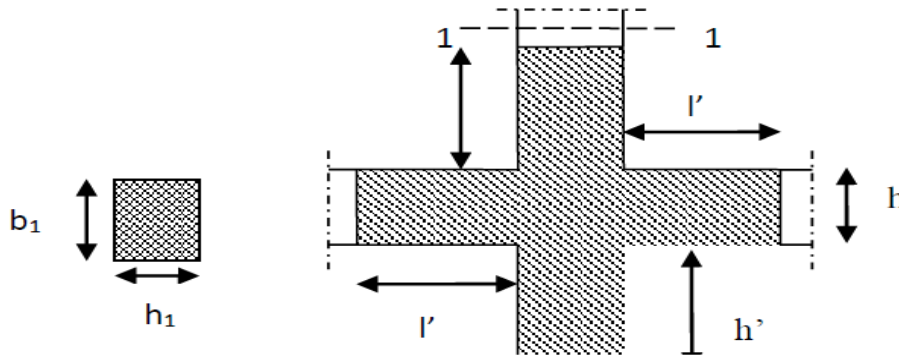


Figure IV.1 Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Armateurs minimales et maximales dans les poteaux carrés

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) Zone courante	A_{max} (cm^2) zone de recouvrement
Entre sol et RDC	70×70	39.2	196	294
Étage 1 et 2	60×60	28.8	144	216
Étage 3 et 4	55×55	24.2	121	181.5
Étage 5 et 6	50×50	20	100	150
Étage 7 et 8	40×40	12.8	64	96

IV.2.1.2. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

IV.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V16.2, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau IV.2 Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		Vmax
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol et RDC	3339,4568	-213,2067	-252,0165	1440,8187	-2464,9484	46,0272	-128,8873
Étage 1 et 2	1902,8569	-75,3142	-192,1228	1083,3838	-1225,8882	27,8078	-169,5245
Étage 3 et 4	1240,6904	-63,7997	-170,4024	640,0361	-319,8082	37,9694	-143,9937
Étage 5 et 6	746,2087	21,8512	-131,2088	302,1357	-199,1602	43,7087	-112,0323
Étage 7 et 8	374,395	16,5083	-81,7137	57,5653	-175,2884	22,2408	-67,4121

IV.2.3. Calcul de ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de l'entre sol, avec les sollicitations suivantes : **Nmax**= 3339.4568 KN (compression) → **Mcor** = -213.2067KN.m (ELU)

$d = 67m; d' = 0.03m.$

$e_G = M/N = 0.064m$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35m \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A'). Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 213.2067 + 3339.4568 \times (0.67 - 0.70/2) = 1281.83KN.m.$

$(0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0.70 \times 0.70 \times 18.47 = 1.91 > [3339.4568 \times (0.67 - 0.03) - 1281.83] \times 10^{-3} = 0.85$

$\Rightarrow (I)$ est vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. Se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1281.83 \times 10^{-3}}{0.70 \times 0.67^2 \times 18.47} = 0.220$$

$$\mu_{bu} = 0.147 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } B \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.316$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.585 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1281.83 \times 10^{-3}}{0.585 \times 400} = 54.78 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 54.78 \times 10^{-4} - \frac{3339.4568 \times 10^{-3}}{400} = -28.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau IV.3 Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres
Entre et RDC	70×70	32.64	39.2	40.78	12HA20+2HA14
Étage 1 et 2	60×60	18.9	28.8	31.29	8HA20+4HA14
Étage 3 et 4	55×55	15.88	24.2	24.89	4HA20+8HA14
Étage 5 et 6	50×50	13.12	20	21.62	4HA20+8HA12
Étage 7 et 8	40×40	8.4	12.8	13.57	12HA12

IV.2.4. Armatures transversales

On prend comme exemple le poteau (70×70) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m.}$$

$$\lambda g = L_f/b = 2.856/0.7 = 4.08 \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 0.53\% t b_1 = 0.0053 \times 15 \times 70 = 5.56 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux

Section (cm ²)	Φ _l ^{min} cm	Φ _l ^{max} cm	Vd (KN)	lr (cm)	t zone nodale	t zone courante	λg	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
70×70	1.4	2	128,88	80	10	15	4.08	1.73	5.56	6.28	8HA10
60×60	1.4	2	169,52	80	10	15	3.57	2.65	5.91	6.28	8HA10
55×55	1.4	2	143,99	80	10	15	3.89	2.45	4.76	5.03	10HA8
50×50	1.2	2	112,03	80	10	15	4.28	2.10	3.60	4.02	8HA8
40×40	1.2	1.2	67,412	48	10	15	5.35	1.05	1.80	2.01	4HA8

IV.2.5. Vérifications nécessaire

IV.2.5.1. Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. [3]

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5, \quad \gamma_s = 1.15$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3399.6929 \text{ KN}$$

$$L_f = 2.856 \text{ cm}; \quad \lambda = 14.12 < 50; \quad \alpha = 0.823 / 1.10 = 0.75$$

$$Br = (0.70 - 0.02) \times (0.7 - 0.02) = 0.462 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.75 \times \left[\frac{0.462 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{40.78 \times 10^{-4} \times 400}{1} \right] = 7.64 \text{ MN}.$$

$$N_d = 3.399 \text{ MN} < N_u = 7.56 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.5 Vérifications du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	Observation
E-sol+RDC	70×70	4.08	2.856	14.12	0.75	40.78	0.462	7.56	3.339	vérifiée
Étage1 et 2	60×60	3.06	2.142	12.35	0.75	31.29	0.336	5.64	1.903	vérifiée
Étage3 et 4	55×55	3.06	2.142	13.47	0.75	24.89	0.281	4.65	1.241	vérifiée
Étage5 et 6	50×50	3.06	2.142	14.82	0.74	21.62	0.230	3.83	0.75	vérifiée
Étage7 et 8	40×40	3.06	2.142	18.52	0.73	13.57	0.144	2.35	0.375	vérifiée

IV.2.5.2. Vérifications des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre inférieure.}$$

S = b × h + 15(A + A') (section homogène).

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

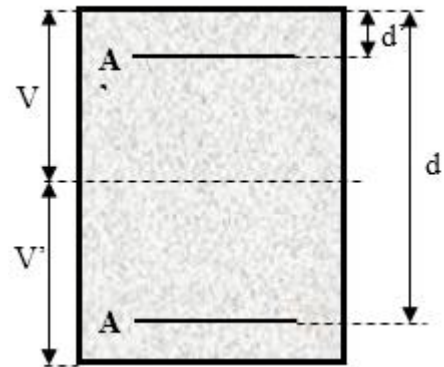


Figure IV.2 Section du poteau

$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6 Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux

Niveau	Entre sol RDC	Étage 1 et 2	Étage 3 et 4	Étage 5 et 6	Étage 7 et 8
Section (cm ²)	70×70	60×60	55×55	50×50	40×40
d (cm)	67	57	52	47	37
A' (cm ²)	0	0	0	0	0
A (cm ²)	40.78	31.29	24.89	21.62	13.57
V (cm)	38.55	33.11	30.19	27.53	21.92
V' (cm)	31.21	26.36	24.81	22.48	18.08
I _{yy'} (cm ⁴)	2594776.94	1382692,60	962034,94	659771,47	265520,14
N ^{ser} (KN)	1495.6508	1135.1074	825.7049	544.2317	273.4359
M ^{ser} (KN.m)	59.2147	34.5224	26.7085	29.2726	25.0744
M ^{serG} (KN.m)	112.31	69.9	48.9	43	30.3
σ _{bc1} (MPa)	2.71	2.79	2.43	1.93	1.52
σ _{bc2} (MPa)	2.71	2.79	2.43	1.93	1.52
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

IV.2.5.3. Vérifications aux sollicitations tangente

D'après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : [1]

$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ avec:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
E-sol RDC	70×70	2.856	4.08	0.040	67	128,88	0.274	1.00	vérifiée
Étage 1 et 2	60×60	2.142	3.57	0.040	57	169,52	0,496	1.00	vérifiée
Étage 3 et 4	55×55	2.142	3.89	0.040	52	143,99	0,503	1.00	vérifiée
Étage 5 et 6	50×50	2.142	4.28	0.040	47	112,03	0,477	1.00	vérifiée
Étage 7 et 8	40×40	2.142	5.35	0.075	37	67,412	0,455	1.875	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

Tableau IV.8 Schémas du ferrailage des poteaux

Schémas de ferrailage des poteaux	
Etages 1 et 2	Etages 3 et 4
<p>e=3 cm</p> <p>4T20/face 4T14 3 Cadre φ₁₀ 60 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>2T20/face 8T14 3 Cadre φ₈ 55 cm</p>
Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
<p>e=3 cm</p> <p>2T20/face 8T12 3 Cadre φ₈ 50 cm</p>	<p>e=3cm</p> <p>4T12/face 4T12 3 Cadre φ₈ 40 cm</p>
E-Sol et RDC	
<p>e=3cm</p> <p>4T20+2T14/face 4T20 3 Cadre φ₁₀ 70 cm</p>	

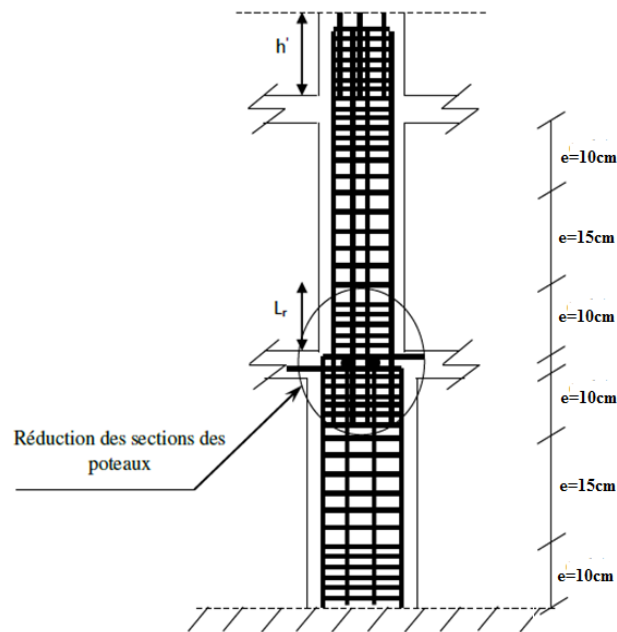


Figure IV.3 Schéma principe de ferrailage et de réduction de section de poteaux

IV.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91/99*. [1] [3]

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS ,V16.2 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99 /2003* suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
 - ✓ $G + Q$
 - ✓ $G + Q \pm E$
 - ✓ $0.8 \times G \pm E$
- RPA99/ 2003 (article 5.2) [1]*

IV.3.1. Ferrailage

IV.3.1.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone **IIa**.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- 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 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds. [1]

IV.3.1.2. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale.

– $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de L’encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. [1]

IV.3.1.3. Recommandation de BAEL 91/99

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)} \quad [3]$$

IV.3.1.4. Calcul du ferrailage

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée du plancher étage 2 avec les sollicitations suivantes :

Mt = 273.73N.m

Ma =275.614KN.m

IV.3.1.4.1. Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{275,61 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 18.47} = 0.363$$

$$\mu_{bu} = 0.363 > 0.186 \rightarrow \text{pivot } B$$

$$\mu_{bu} = 0.363 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.596$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.282m$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{275,61 \times 10^{-3}}{0.278 \times 400} = 24.46 \text{ cm}^2$$

IV.3.1.4.2. Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{273,73 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,360$$

$$\mu_{bu} = 0,360 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,360 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,590$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,282m$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{273,73 \times 10^{-3}}{0,278 \times 400} = 24,21 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Remarque : on fait l'étude séparément pour les poutres associées au voile et non associées au voile

- **Poutres associées au voile :**

Tableau IV.9 Ferrailages des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	M (KNm)	Vu	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbre de barres
E-sol+RDC et Étages courants	Poutre principale	30×40	Appui	-275,61	296,97	24.46	6	25.69	3HA20+3HA25+1HA14
			Travée	273,73		24.21		25.69	3HA20+3HA25+1HA14
	Poutre secondaire	30×40	Appui	-171,37	196,48	13.30	6	14.04	3HA20+3HA14
			Travée	126,99		9.45		10.65	3HA14+3HA16
Terrasse	Poutre principale	30×40	Appui	-128,31	125,73	9.56	6	10.65	3HA14+3HA16
			Travée	117,02		8.63		9.24	6HA14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	-109,66	99,79	8.04	6	8.04	4HA16
			Travée	38,33		2.65		4.62	3HA14

- **Poutres non associées au voile :**

Tableau IV.10 Ferrailages des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	M (KNm)	Vu	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbre de barres
E-sol+RDC et Étages courants	Poutre principale	30×40	Appui	-133.49	201.09	9.99	6	10.65	3HA14+3HA16
			Travée	88.635		6.38		7.7	5HA14
	Poutre secondaire	30×40	Appui	-97.576	124.08	7.08	6	7.7	5HA14
			Travée	89.748		6.47		7.7	5HA14
Terrasse	Poutre principale	30×40	Appui	-76.828	85.96	5.48	6	6.16	4HA14
			Travée	43.536		3.03		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	30×40	Appui	-63.487	-56.52	4.48	6	4.62	3HA14
			Travée	38.217		2.65		4.62	3HA14

IV.3.1.5. Vérification des armatures selon le RPA 99

IV.3.1.5.1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

IV.3.1.5.2. Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \phi$ en zone IIa

$\phi = 25\text{mm}$ $L_r > 40 \times 25 = 100\text{cm}$ on adopte $L_r = 100\text{cm}$

$\phi = 20\text{mm}$ $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$ on adopte $L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

IV.3.1.6. Les armatures transversales

✓ **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.4; 1.14; 3.0) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour toutes les poutres

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales**

1. $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2} \text{ et } S_{t3})$ avec:

1). $S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm}$

2). $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 67.00\text{cm}$

3). $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 32.5\text{cm}$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$

$$S_t \leq \min(10; 16.8) = 10 \text{ cm, Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$, Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.1.7. Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2) [3]**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ / Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 Vérifications des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	296,971	2.67	3.33	Vérifiée
Secondaires	196,483	1.77	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillements

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)**

Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (1)

Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (2) $\gamma_s = 1, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.12 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma(KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	25.69	296,971	275.61	7.42	-13.26	Vérifiée
Secondaires	14.04	196,483	171.37	4.91	-7.95	Vérifiée

IV.3.1.8. Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1) [3]

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 y (A_s + A_s') - 15 (d A_s + d' A_s') = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.13 Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-49,083	191059.83	20.55	5.28	15	vérifiée
	Travées	31,831	191059.83	20.55	3.42	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-56,548	133349	16.82	7.13	15	vérifiée
	Travées	20,3316	111037.23	15.22	2.78	15	vérifiée

✓ **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si : [3] [2]

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau IV.14 Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t cm	b (cm)	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4.95	10.65	0.08	0.075	0.009	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	3.8	7.7	0.105	0.075	0.007	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

IV3.1.9. Schéma de ferrailage des poutres :

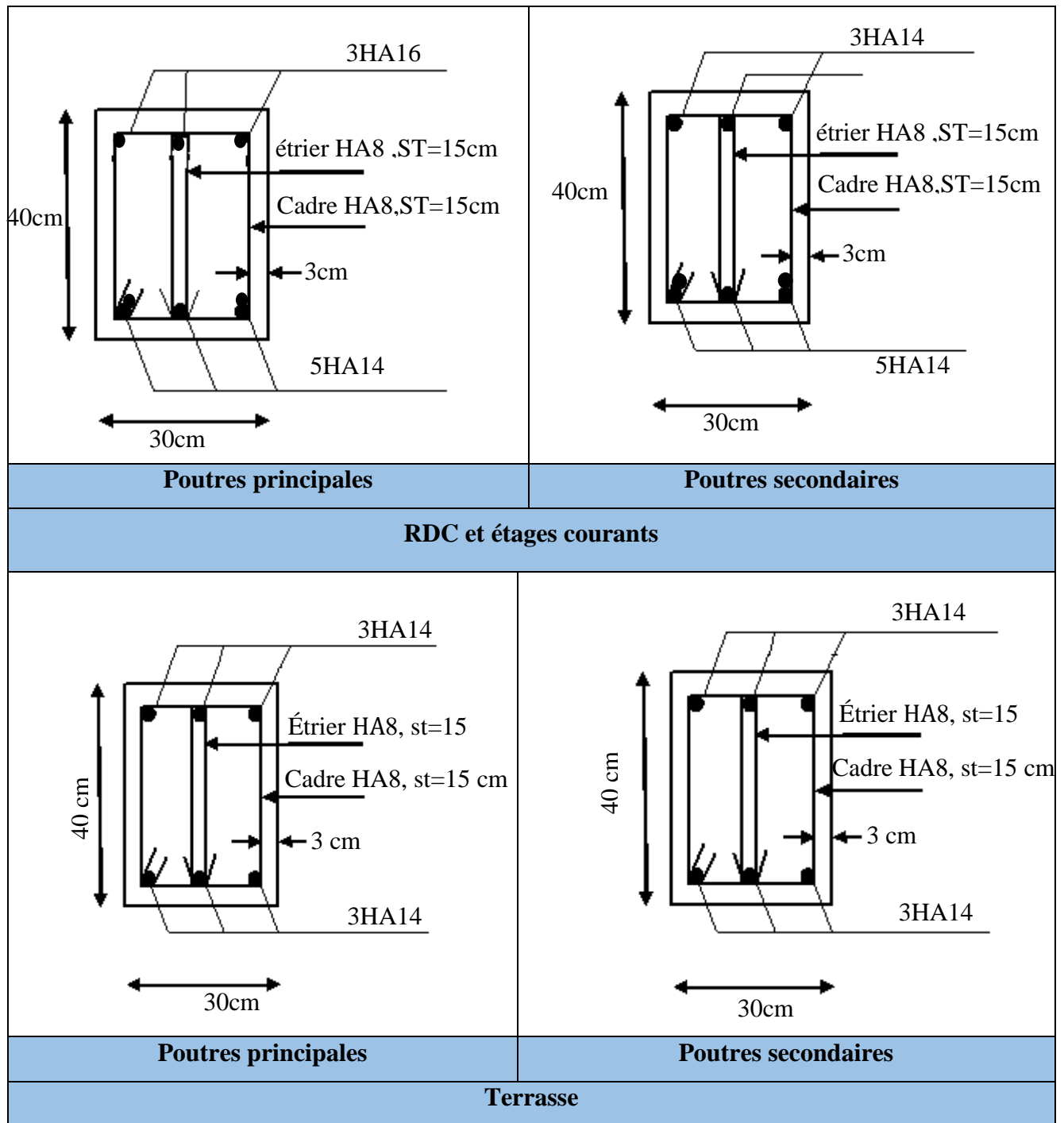
Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

En appuis :

Tableau IV.15 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

Poutres principales	Poutres secondaires
RDC et étages courants	
Poutres principales	Poutres secondaires
Terrasse	

En travers :



IV.3.2. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

IV.3.2.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton.
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = h - (2 \times d')$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$.

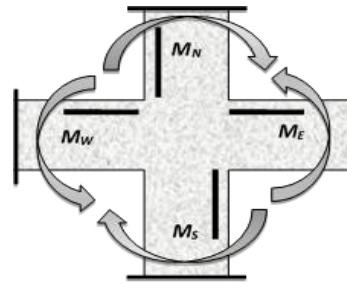


Figure IV.4 Les moments résistant dans la zone nodale

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.16 Les moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
Entre sol 1et 2 et RDC	70×70	64	40.78	1043.968
Étage 1 et 2	60×60	54	31.29	675.864
Étage 3 et 4	55×55	49	24.89	487.844
Étage 5 et 6	50×50	44	21.62	380.512
Étage 7 et 8	40×40	34	13.57	184.552

IV.3.2.2. Déterminations des moments résistant dans les poutres

M_W et M_E sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau IV.17 Vérifications de la zone nodale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E-sol	1043.968	1043.968	2087.94	144.84	144.84	362.1	vérifiée
RDC	1043.968	1043.968	2087.94	144.84	144.84	362.1	vérifiée
Etage1	675.864	1043.968	1719.83	144.84	144.84	362.1	vérifiée
Etage2	675.864	675.864	1351.73	144.84	144.84	362.1	vérifiée
Etage3	487.844	675.864	1163.71	144.84	144.84	362.1	vérifiée
Etage4	487.844	487.844	975.69	144.84	144.84	362.1	vérifiée
Etage5	380.512	487.844	868.36	144.84	144.84	362.1	vérifiée
Etage6	380.512	380.512	761.02	144.84	144.84	362.1	Vérifiée
Etage7	184.552	380.512	565.06	144.84	144.84	362.1	Vérifiée
Etage8	0	184.552	184.552	83.77	83.77	209.42	Non vérifiée

Commentaire : les vérifications de zone nodale sont vérifiées dans tous les niveaux, sauf pour le 8^{ème} étage. Mais selon RPA, les deux derniers niveaux la vérification est facultative

IV.4. Etude des voiles

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **IIa** (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents : [1]

- Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

IV.4.1. Recommandation du RPA 99/2003

IV.4.1.1. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue. e : Épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

IV.4.1.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$.

IV.4.1.3. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

IV.4.1.4. Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{V_j} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}$; avec : $V = 1.4 \times V_u$

IV.4.1.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{min} = 0.15\%$ De la section du voile, dans la section globale du voile.
 - $A_{min} = 0.10\%$ De la section du voile, dans la zone courante.
 - $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

IV.4.2. Calcul des sollicitations revenant au voile

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel **ETABS V16.2**, le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x3} , V_{y1} , V_{y2} :

Tableau IV.18 Les sollicitations revenant aux voiles 'Vx1, Vx1, Vx2, Vy1, Vy2

Niveau	Voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V _{x1}	-2097,92	-1702,8216	-1702,8216	-2097,925	646,1895	1599,5951	-501,676
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage		-1503,83	-144,8917	-791,6113	-1438,629	119,5637	-40,1901	-316,7708
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage		-1174,23	-147,0387	-429,5207	-958,1874	56,6429	-15,1192	-253,5383
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage		-772,014	-160,5073	-287,7103	-679,352	-23,284	14,9703	-206,2582
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage		-404,541	-274,2918	-314,748	-237,2095	-26,7835	124,8578	-173,8349
RDC	V _{x2}	-1507,56	-883,0679	-883,0679	-1507,565	88,304	801,8736	319,0849
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage		-1158,6049	-67,7521	-398,5694	-1097,4913	-300,3164	14,7167	200,3038
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage		-951,902	-42,625	-339,443	-804,7223	-285,1726	23,5773	211,6854
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage		-688,745	-36,7974	-246,7538	-585,3156	-182,1345	113,9866	174,6187
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage		-399,080	-41,5184	-181,7442	-359,3925	-52,2007	57,402	130,7474
RDC	V _{x3}	-420,5823	-309,1163	360,9747	-80,8247	-9,9672	353,1646	150,9071
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage		-364,0962	31,9523	165,3305	-169,0965	-94,7401	28,6082	100,6787
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage		-330,4348	-109,8478	157,5912	-117,9839	-37,0771	114,025	101,4248
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage		-263,5009	-83,4975	132,1152	-68,2874	-13,3243	75,98	90,5036
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage		-159,5325	-49,9048	91,0961	-42,1922	5,4267	59,8101	63,7678

RDC	V _{y1}	- 2347,77 81	-4461,9942	4572,076	662,8516	894,4266	4553,906	- 1098,2025
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage		- 1118,05	-2538,622	2597,9285	-455,2952	-200,3272	1026,8564	-842,9786
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage		- 1015,72 69	-671,2701	1191,0628	-222,096	124,8872	692,6747	-616,6426
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage		- 944,184 3	-548,9314	-548,9314	-944,1843	235,232	417,5601	-429,7089
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage		- 563,957 1	-463,3555	-505,1592	-295,3195	170,8883	432,7604	-267,4963
RDC	V _{y2}	- 509,534 1	-302,0188	358,9331	69,0903	130,2928	349,9061	147,2533
1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage		- 418,401 4	-7,2692	136,7661	-165,0117	22,3798	57,601	79,47
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage		- 300,439 4	-23,654	115,9324	-145,9963	-33,5951	71,0904	73,0197
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage		- 213,385 7	-51,8684	106,3458	-70,6281	-10,7746	61,8094	73,1252
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage		- 133,894 2	-35,5304	86,8103	-1,3783	13,3451	72,5777	66,4349

IV.4.3. Ferrailage

On prend comme exemple de calcul le voile le plus sollicité 'V_{y1}, sous les sollicitations N_{max} et M_{cor}, les autres cas seront résumés dans des tableaux

➤ **Armatures verticales :**

L = 2.90 m, d = 2.85 m, e = 0.20 m.

N_{max} = 2347,7781 KN, M_{cor} = 4461,9942 KN. m. (**Combinaison ELA**).

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{2347.7781 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.9} + \frac{4461.9942 \times 10^{-3}}{0.406} \times 1.45 = 19.98 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{2347.7781 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.9} - \frac{4461.9942 \times 10^{-3}}{0.406} \times 1.45 = -11.88 \text{MPa}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.90 \text{m} > \frac{l}{2} = 1.45 \text{m} \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'extérieure de la section}).$$

⇒ la section est partiellement comprimée ; Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 4461.9942 + 2347.7781 \times (2.85 - 2.9/2) = 7748.88 \text{KN.m.}$$

$$(0.337 \times 2.9 - 0.81 \times 2.85) \times 0.2 \times 2.9 \times 18.47 = 10.03 > [2347.7781 \times (2.85 - 0.05) - 7748.88] \times 10^{-3} = -1.17$$

⇒ (I) est vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. Se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7748.88 \times 10^{-3}}{0.20 \times 2.85^2 \times 18.47} = 0.258$$

$$\mu_{bu} = 0.258 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.380$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.41 \text{m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{7748.88 \times 10^{-3}}{2.41 \times 400} = 80.38 \text{cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 80.38 \times 10^{-4} - \frac{2347.7781 \times 10^{-3}}{400} = 21.49 \text{cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales**

$$V = 1098,2025 \text{ KN}$$

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 1098,2025 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.85} = 2.69 \text{MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{cm} \Rightarrow A_h = 3.36 \text{cm}^2.$$

$$A_{h_{min}} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.15\% \times 20 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul des longueurs tendues et comprimées :**

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{11.88 \times 2.9}{11.88 + 19.98} = 1.08 \text{m}$$

$$L_c = L - 2L_t = 2.9 - (2 \times 1.08) = 0.74$$

➤ **vérifications:**

$$A_{min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 290 = 8.7 \text{cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

$$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 108 = 4.32 \text{cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min(ZC)} = 0.1\% \times e \times L_c = 0.1\% \times 20 \times 74 = 1.48 \text{cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone comprimé du voile par le RPA).}$$

➤ **Choix des armatures :**

✓ **Armatures verticales :** On opte pour chaque face: 14HA14 = 21.55cm² avec St = 20 cm.

✓ **Armatures horizontales :** On opte 2HA16 = 4.02 cm² avec St = 20 cm

A_v^{cal} : Section d'armature verticale totale du voile.

$A_{v_{min}}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v_{min}}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

Nbre/ml : nombre de barres adaptées pour 1 mètre linéaire.

A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

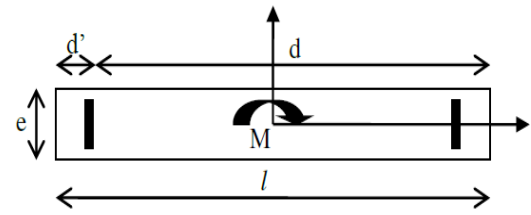


Figure IV.5 Schéma d'un voile plein

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile 'V_{y1} (le plus défavorable selon le sens y) dans les autres niveaux :

Tableau IV.19 Ferrailage du voile 'Vy1

Niveau	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.9	0.20×2.9	0.20×2.9	0.20×2.9	0.20×2.9
M(KN)	4461,9942	455,2952	222,096	417,5601	505,1592
N(KN)	2347,7781	2597,9285	1191,0628	-235,232	295,3195
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V (KN)	1098,2025	842,9786	616,6426	429,7089	267,4963
τ (MPa)	2.69	2.10	1.51	1.05	0.66
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	21.49	18.719	7.97	0	0.802
A _{tendu} ^{min} RPA (cm ²)	8.7	8.7	8.7	8.7	8.7
Lt	1.08	0.92	0.89	1.05	1.04
A _{min(ZT)} (cm ²)	4.32	3.68	3.56	4.21	4.16
A _v ^{adop} (cm ²)/par face	21.55	21.55	12.05	12.05	12.05
N ^{bre} /par face	14HA14	14HA14	4HA12+10HA10	4HA12+10HA10	4HA12+10HA10
Lc	0.74	1.06	1.12	0.8	0.82
A _{min(Zc)} (cm ²)	1.48	2.12	2.24	1.6	1.64
A _{comp} ^{adop} (cm ²)/par face	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36
N ^{bre} /par face	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10
S _t (cm)	Zone courante	25	25	25	25
	Zone d'extrémité	15	15	15	15
A _h ^{cal} (cm ²)	3.36	2.62	1.88	1.31	0.825
A _h ^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A _h ^{adop} (cm ²)	4.02	3.08	2.26	1.57	1.57
N ^{bre} /par Plan	2HA16	2HA14	2HA12	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Le ferrailage de voile 'V_{x1} (le plus défavorable selon le sens x) est résumé dans le tableau suivant :

V_{x1} :

Tableau IV.20 Ferrailage du voile 'V_{x1}

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	
Section (m ²)	0.20×2.15	0.20×2.15	0.20×2.15	0.20×2.15	0.20×2.15	
M(KN)	1599,5951	40,1901	15,1192	14,9703	314,748	
N(KN)	-646,1895	-119,5637	-56,6429	23,284	237,2095	
Section	SPC	SET	SET	SPC	SPC	
V (KN)	501,676	316,7708	253,5383	206,2582	173,8349	
τ (MPa)	1.67	1.05	0.84	0.68	0.58	
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	
A _v ^{cal} (cm ²)	27.65	22.57	22.57	0	1.15	
A _v ^{min} RPA (cm ²)	6.45	6.45	6.45	6.45	6.45	
Lt	0.92	/	/	0.47	0.78	
A _{min} (ZT) (cm ²)	3.68	/	/	1.88	3.12	
A _v ^{adop} (cm ²)/par face	28.15	23.43	23.43	7.04	7.04	
N ^{bre} /par face	14HA16	10HA14+4HA16	10HA14+4HA16	14HA8	14HA8	
Lc	0.31	/	/	1.21	0.59	
A _{min} (Zc) (cm ²)	0.62	/	/	2.42	1.18	
A _{comp} ^{adop} (cm ²)/par face	3.08	/	/	3.08	3.08	
N ^{bre} /par face	2HA14	/	/	2HA14	2HA14	
St (cm)	Zone courante	10	15	15	10	10
	Zone d'extrémité	15	15	15	15	15
A _h ^{cal} (cm ²)	2.08	1.31	1.05	0.85	0.72	
A _h ^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
A _h ^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.57	1.57	1.57	
N ^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	
St (cm)	20	20	20	20	20	

IV.4.3.1. Schéma de ferrailage

On prend comme exemple le voile 'Vy1

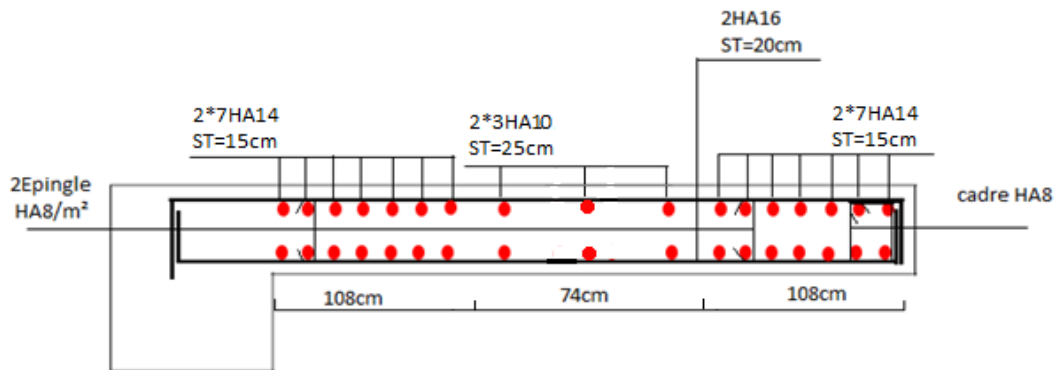


Figure IV.6 Ferrailage du voile Vy1

IV.4.4. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (**ETABS V.16.2**) et l'application (**EXEL**) ainsi que le ferrailage minimum édicté par le **RPA 99/ 2003**.

Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA** est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du **RPA** et le **BAEL**.

Chapitre V

Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction

Après le dimensionnement de la structure, et la définition de différentes dimensions des éléments constituant, on peut déterminer la charge qui sera transmise au sol par la structure. Alors le dimensionnement va nous donner la charge qui sera transmise à un sol qui a une capacité portante donnée dans le rapport du sol. La problématique alors c'est de dimensionner les fondations, qui sont des éléments de la structure dans le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles), ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes), et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales, donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage.

Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question tout en respectant les règles en vigueur.

V.1.1. Reconnaissance du sol

Les résultats des essais effectués sur le site d'implantation de l'ouvrage en question, qui est dans notre cas un bâtiment en R+8 avec entresol commerce, de la première nécessité montrent que le sol en question est de moyenne résistance avec une capacité portante estimée à 4.00 bars et une catégorie de sol meuble (S3), ces résultats nous ont permis d'envisager comme première approximation l'emploi de fondation superficielle, L'ancrage des fondations sera à une profondeur à partir de 1.8m, et la contrainte admissible à prendre dans les calculs est de $Q_{adm}=1.57\text{bar}$.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins L/10 de la hauteur de bâtiment de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.57\text{bars}$.

V.2. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants : La capacité portante du sol, les Charges transmises au sol, la Compressibilité du sol (tassement absolu et différentiel), la profondeur du bon sol. En se basant sur les charges obtenues dans le calcul, et les données géotechniques du sol, on détermine le type de fondation adéquat pour la structure étudiée.

Pour les combinaisons d'actions utilisées, d'après le RPA99/2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E, \quad \text{et} \quad 0.8 \times G \pm E. \quad \text{RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)}$$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \quad \text{avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général. [1]

V.3. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_s : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le

ETABS V16.2. ; $N_s = 1495,65 \text{ KN}$

Poids de l'avant poteaux : $0.7 \times 0.7 \times 1 \times 25 = 12.25 \text{ KN}$

Poids de la semelle estime forfaitairement à 20 KN

Poids du remblai sur la semelle forfaitairement $\gamma_{remblai} \times h \times b = 20 \times 1 \times 1 = 20 \text{ KN}$

$N = N_{sup} + N_{inf} + 20 + 20 = 1495.65 + 12.25 + 20 + 20 = 1547.90 \text{ KN}$.

S : La surface d'appui de la semelle.

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

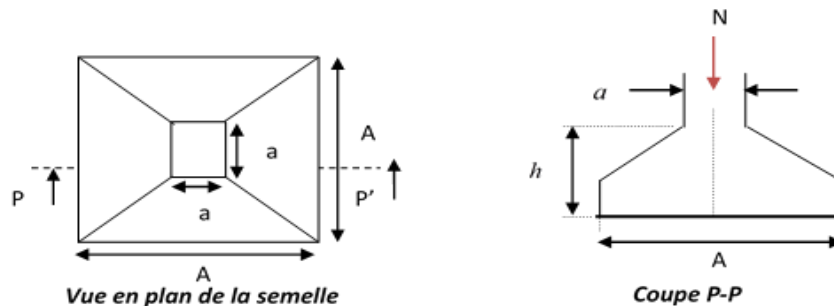


Figure V.1 Schéma d'une semelle

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.57 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{1547.90}{157}} = 3.14 \text{ m}$$

D'après les résultats on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

V.4. Vérification des semelles filantes

Sens x-x :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 10 poteaux.

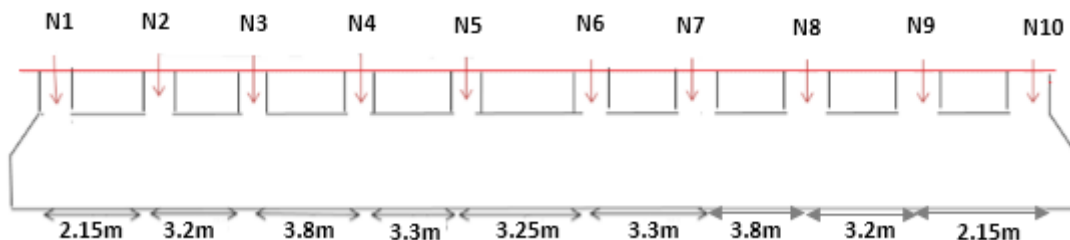


Figure V.2 Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1847,0567 \text{ KN}$, $N_2 = 895,7388 \text{ KN}$, $N_3 = 1374,2021 \text{ KN}$, $N_4 = 1328,4292 \text{ KN}$

$N_5 = 2118,7896 \text{ KN}$, $N_6 = 2094,2568 \text{ KN}$, $N_7 = 1314,5978 \text{ KN}$, $N_8 = 1389,8214 \text{ KN}$

$N_9 = 961,1161 \text{ KN}$, $N_{10} = 1847.05 \text{ KN}$

$$N = \sum N_i = 13390.99 \text{ KN}$$

Poids de l'avant poteaux : $0.7 \times 0.7 \times 1 \times 25 \times 10 = 122.5 \text{ KN}$

Poids de la semelle estime forfaitairement à 200 KN

Poids du remblai sur la semelle estimé à : $\gamma_{remblai} \times h \times b \times l = 1200 \text{ KN}$

D'où l'effort total à prendre égale a : $13390.99 + 122.5 + 200 + 1200 = 14913.49 \text{ KN}$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{14913.49}{157 \times 28.15} = 3.38 \text{ m}$$

On à la largeur de la semelle égale à 3.38m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et celui adjacents est de 3.35m.

Sens y-y :

On a : $N_1 = 275,3208 \text{ KN}$, $N_2 = 1474,846 \text{ KN}$, $N_3 = 1847,0567 \text{ KN}$, $N_4 = 2118,7896 \text{ KN}$

$N_5 = 117,9124 \text{ KN}$. $\sum N_i = 5833.93 \text{ KN} \Rightarrow N_T = 5833.93 + 122.5 + 200 + 1200 = 7356.43 \text{ KN}$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{7356.43}{157 \times 18.7} = 2.51 \text{ m}$$

On à la largeur de la semelle égale à 2.51m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et celui adjacents est de 2.15m.

⇒ Donc on doit passer à un radier général.

V.5. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Les charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

V.5.1. Pré dimensionnement

V.5.1.1. La condition de coffrage

✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{465}{10} = 46.5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

✓ **Dalle:** $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{465}{20} = 23.25 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 35 \text{ cm}$

$L_{max} = 5 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur du radier.

V.5.1.2. La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

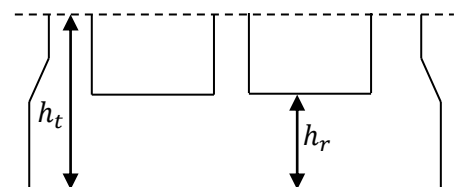


Figure V.3 Dimensions du radier

On a : $I = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h \geq 0.659m \dots \dots \dots (2)$

A partir des deux conditions (1) et(2) on adopte pour les dimensions suivantes :

La hauteur nervure: $h_t = 70cm$

La hauteur de la dalle de radier: $h_r = 35cm$

V.5.1.3. Calcul du Poids

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 50553.16KN$

$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 321.99m^2 \Rightarrow S_{radier} \geq 321.99m^2$

La surface du bâtiment $S_{bat} = L_x \times L_y = 28.85 \times 17.55 = 506.31m^2$

Donc on prend $S_{radier} = 506.31m^2 \Rightarrow$ un radier sans débord.

V.5.2. Les Vérifications nécessaires

V5.2.1. Vérification au poinçonnement

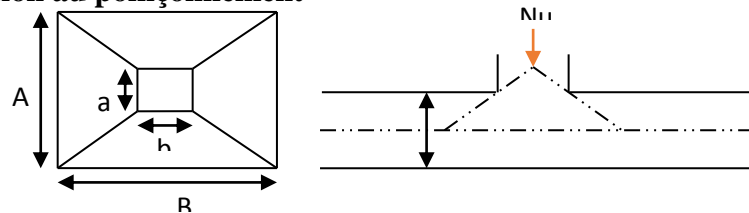


Figure V.4 Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

N_u : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier : $U_c = 2 \times (A + B)$

$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$; On a=b $\Rightarrow A = B = 0.70 + 0.70 = 1.4m$. On trouve $U_c = 5.6 m$

$N_u = 2051,472 < 0.045 \times 5.6 \times 0.70 \times \frac{25 \times 1000}{1.5} = 2940KN$ (La condition est vérifiée).

\Rightarrow Pas risque au poinçonnement. [3]

V.5.2.2. Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a)

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec : $\sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$\begin{cases} X_G = 14.43 m ; I_{xx} = 12995.6 m^4 \\ Y_G = 8.78 m ; I_{yy} = 35118.3m^4 \\ S = 506.3 m^2 \end{cases}$

Dans le sens x-x : $N = 50553.16KN$; $M_x = 77629.09KN.m$

$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{50553.16 \times 10^3}{506.3} + \frac{77629.09 \times 10^3 \times 8.78}{12995.6} = 0.152MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.157MPa$

$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = 0.047MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.157MPa$

$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.125MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.157MPa$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

Dans le sens y-y : $N = 50553.16KN$; $M_y = 77056.73KN.m$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{50553.16 \times 10^{-3}}{506.3} + \frac{77056.73 \times 10^{-3} \times 14.43}{35118.3} = 0.131MPa \langle \bar{\sigma}_{sol} = 0.157MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.068MPa \langle \bar{\sigma}_{sol} = 0.157MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.115MPa \langle \bar{\sigma}_{sol} = 0.157MPa$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy. [5]

V.5.2.3. Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement: [1]

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{77629.09}{50553.16} = 1.53m \langle \frac{28.85}{4} = 7.21m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{77056.73}{50553.16} = 1.52m \langle \frac{17.55}{4} = 4.38m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

V.5.2.4. Vérification de la poussé hydrostatique

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$N = 50553.16KN$$

$$H = 4.08m, \text{ (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 506.3m^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10KN / m^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

On trouve : $N = 50553.16KN \geq 1.5 \times 4.08 \times 506.3 \times 10 = 30985.56 KN.$

La condition est vérifiée. ⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivé de l'eau.

V.5.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poid propre de radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0.35 = 8.75KN/m^2$$

$$l_x = 3.5m, l_y = 4.65m$$

V.5.3.1. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{69167.41}{506.3} + 1.35 \times 8.75 = 148.42 KN/m^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{50553.16}{506.3} + 8.75 = 108.59 KN/m^2$$

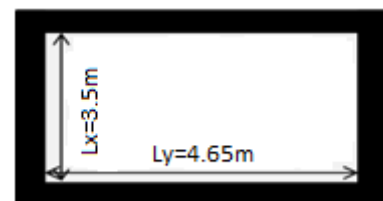


Figure V.5 Panneau de dalle

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow$ Alors, la dalle travaille dans les deux sens

✓ **L'ELU :**
$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.75 \\ v = 0 \end{array} \right. \Rightarrow$ d'après l'annexe 1 $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{array} \right.$
 $\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 0.0621 \times 148.42 \times 3.5^2 = 112.90 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 57.63 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 84.67 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 43.22 \text{ KN.m} \end{cases}$
 ➤ En appui : $\begin{cases} M_a^x = -0.5 M_0^x = -56.45 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 M_0^y = 28.81 \text{ KN.m} \end{cases}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Ferrailage du radier

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	84.67	7.83	3.15	8HA12=9.05	15
	Sens y-y	43.22	3.94	2.8	4HA12=4.52	25
En appuis	Sens x-x	56.45	5.17	3.86	5HA12=5.65	20
	Sens y-y	28.81	2.61	3.86	5HA12=5.65	20

Remarque: On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

V.5.3.2. Vérification de condition de non fragilité

✓ **En travée :** $\left\{ \begin{array}{l} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,75 \end{array} \right. \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$ (Acier HA FeE400)

Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 3.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t^x = 7.83 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens yy: $A_{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t^y = 3.94 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ **En appuis :**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_a^x = 5.17 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On ferraille avec $A_a^x = 4.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérifiée

Vérifiée

Vérifiée

V.5.3.3. Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 196.61 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 83.84 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 196.61 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{196.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.61 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ c'est vérifiée

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :** $\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = 0.75 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0684 \times 108.59 \times 3.5^2 = 90.98 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 58.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En travée :** $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 68.23 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 43.99 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **En appui :** $M_a^x = M_a^y = -0.5 = -45.49 \text{ KN.m}$

V.5.3.4. Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA

M_{ser} : Moment max à l'ELS. y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y"}$$

Tableau V.2 Vérifications des contraintes du radier

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 68.23$	9.05	8.06	95266.63	5.77	Vérifier	257.18	Non vérifier
y-y	$M_t^y = 43.99$	4.52	5.94	53030.73	4.92		297.88	
Appuis	$M_a = 45.49$	5.65	6.56	64285.01	4.64		291.68	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

✓ **En travée :** Sens xx: 6HA16 = 12.06cm²/ml
Sens yy: 5HA14 = 7.7cm²/ml

✓ **En appuis :** 5HA14 = 7.70cm²/ml

• **Rê-vérification des contraintes du radier**

Tableau V.3 Vérifications des contraintes du radier

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 68.23$	12.06	9.1	120000.82	5.17	Vérifier	195.30	Vérifier
y-y	$M_t^y = 43.99$	7.7	7.52	83391.03	3.96		193.70	
Appuis	$M_a = 45.49$	7.7	7.52	83391.03	4.10		200.30	

❖ **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Sens x-x: } S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm} \\ \text{Sens y-y: } S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{Sens x-y: } S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

V.5.3.5. Schéma de ferrailage de radier

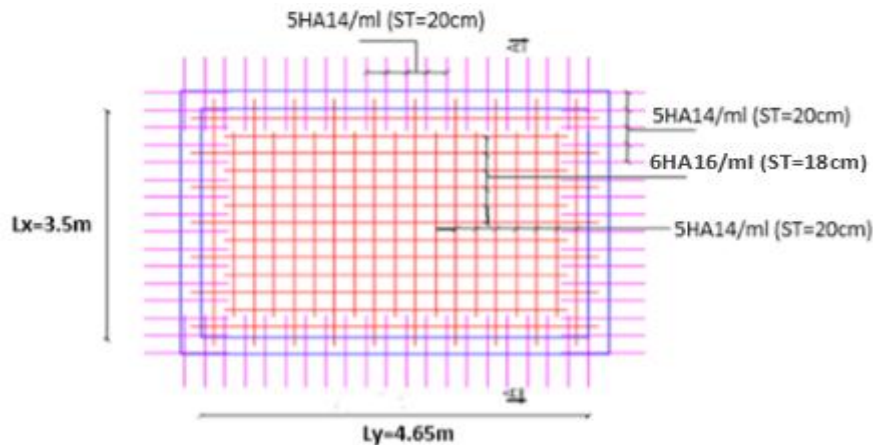
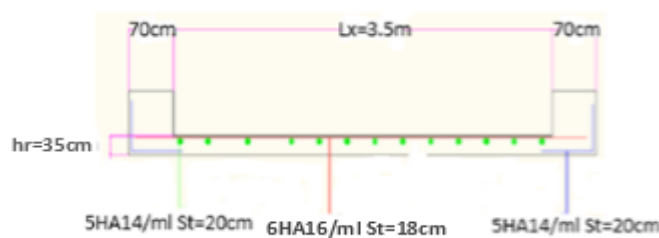


Figure V.6 Schéma de ferrailage de radier



Coupe A-A

V.5.4. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2ql_x}{3}$
$P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P_v = \frac{1ql_x}{2}$

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

$Q_u = 148.42KN/m^2$, $Q_s = 108.59 KN/m^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

✓ Sens X-X

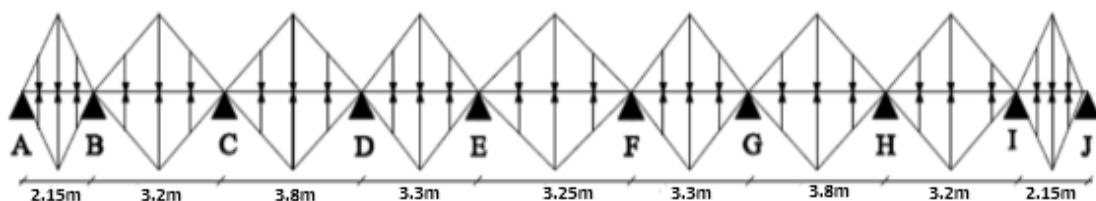


Figure V.7 Schéma des nervures dans le sens x-x

✓ Sens Y-Y:

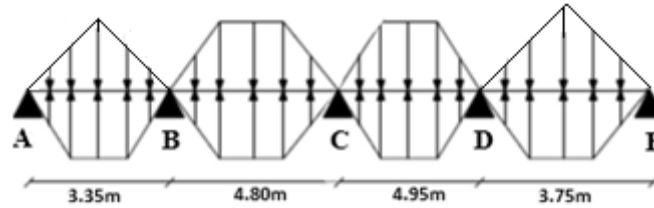


Figure V.8 Schéma des nervures dans le sens y-y

V.5.4.1. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

↳ Moments aux appuis : $M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

↳ Moment en travée :

$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$

$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

➤ ELU :

➤ Sens x-x :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.4 Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	2.15	2.15	286,94	0	-278,55	0,62	55,77
B-C	3.2	2.56	494,73	-278,55	-536,45	1,44	232,32
C-D	3.8	3.04	613,46	-536,45	-553,06	1,89	562,56
D-E	3.3	2.64	514,52	-553,06	-411,68	1,73	219,80
E-F	3.25	2.6	504,62	-411,68	-411,68	1,63	254,58
F-G	3.3	2.64	514,52	-411,68	-553,06	1,57	219,80
G-H	3.8	3.04	613,46	-553,06	-536,45	1,91	562,56
H-I	3.2	2.56	494,73	-536,45	-268,28	1,77	237,99
I-J	2.15	1.72	286,94	-268,28	0	1,51	58,79

➤ Sens y-y :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.5 Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.35	3.35	393.38	0	-570,28	1,24	303,53
B-C	4.8	3.84	354.33	-570,28	-630,12	2,36	420,48
C-D	4.95	3.96	358.20	-630,12	-580,57	2,50	491,89
D-E	3.75	3	448.26	-580,57	0	2,22	524,41

- ELS :
- Sens x-x :

Tableau V.6 Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	2.15	2.15	209,91	0	-203,77	0,62	40,80
B-C	3.2	2.56	361,91	-203,77	-392,43	1,44	169,95
C-D	3.8	3.04	448,77	-392,43	-404,59	1,89	411,53
D-E	3.3	2.64	376,39	-404,59	-301,16	1,73	160,79
E-F	3.25	2.6	369,15	-301,16	-301,16	1,63	186,23
F-G	3.3	2.64	376,39	-301,16	-404,59	1,57	160,79
G-H	3.8	3.04	448,77	-404,59	-392,43	1,91	411,53
H-I	3.2	2.56	361,91	-392,43	-196,26	1,77	174,09
I-J	2.15	1.72	209,91	-196,26	0	1,51	43,01

- Sens y-y :

Tableau V.7 Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.35	3.35	287.81	0	-417,23	1,24	222,07
B-C	4.8	3.84	259.24	-417,23	-466,86	2,36	304,77
C-D	4.95	3.96	262.07	-466,86	-424,77	2,50	356,99
D-E	3.75	3	327.97	-424,77	0	2,22	383,68

V.5.4.2. Ferrailage de la nervure

- ↪ Sens x-x :

$h_t = 0.70m, h_r = 0.35m, b_0 = 0.70m, d = 0.67m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{265}{10}; \frac{310}{2})$

$b_1 \leq \min(26.5; 155)$

Soit : $b_1 = 25cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 120cm$

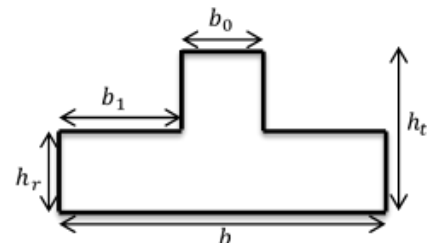


Figure V.9 Section de la nervure a ferrailé

- ↪ Sens y-y :

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{425}{10}; \frac{145}{2})$ Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 150cm$

$b_1 \leq \min(42.5; 72.5) \Rightarrow$ Soit : $b_1 = 40cm$

Le moment équilibré par la table :

$M_w = f_{bu} \times b \times h_0 (d - \frac{h_0}{2}) = 14,2 \times 1,5 \times 0,35 \times (0,67 - \frac{0,35}{2}) = 3690.22 KN.m.$

$M_t = 524,41 < M_{tu} = 3690.22.24$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b×h)

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8 Ferrailage de la nervure sens x-x

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	562,56	25.09	9.71	25.13	8HA20
	Appui	553,06	24.65		25.13	8HA20

Tableau V.9 Ferrailage de la nervure sens y-y

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	524,41	23.14	12.14	24.54	5HA25
	Appui	630,12	27.98		29.45	6HA25

➤ **Vérifications :**

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_g = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} ; V_d = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Tableau V.10 Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	1169,95	1.45	2.5	Vérifiée
Sens y-y	995,31	0.99	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 Vérification des contraintes dans la nervure

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	travée	411,53	17,61	1137964,22	6,370	15	267,895	201.63
	appui	404.59	17,61	1137964,22	6,263	15	263,377	201.63
y-y	travée	383,68	15,85	1162162,07	5,231	15	253,327	201.63
	appui	466.86	17,14	1349968,25	5,927	15	258,660	201.63

↪ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.12 Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	travée	5HA25+3HA20	33,96	19,98	1445263,43	5,68	200,83
	appui	5HA25+3HA20	33,96	19,98	1445263,43	5,59	197,44
y-y	Travée	10HA20	31,42	17,62	1422729,65	4,75	199,76
	appui	8HA25	39,27	19,35	1699704,99	5,31	196,33

Armatures transversales :

- $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 70; 20)mm \Rightarrow \phi_t \leq 20mm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8mm$

Espacement des aciers transversaux :

Soit 5HA8=2.51 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux +1 épingle)

1). $S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(60.3; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm$

2). $S_t \leq \frac{A_t \times fe}{0.4 \times b_o} = \frac{2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.70} = 35.85cm$

3). $S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times fe}{b_o(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.70[1.45 - 0.3 \times 2.1]} = 17.49cm$

Soit : $S_t = 10cm$

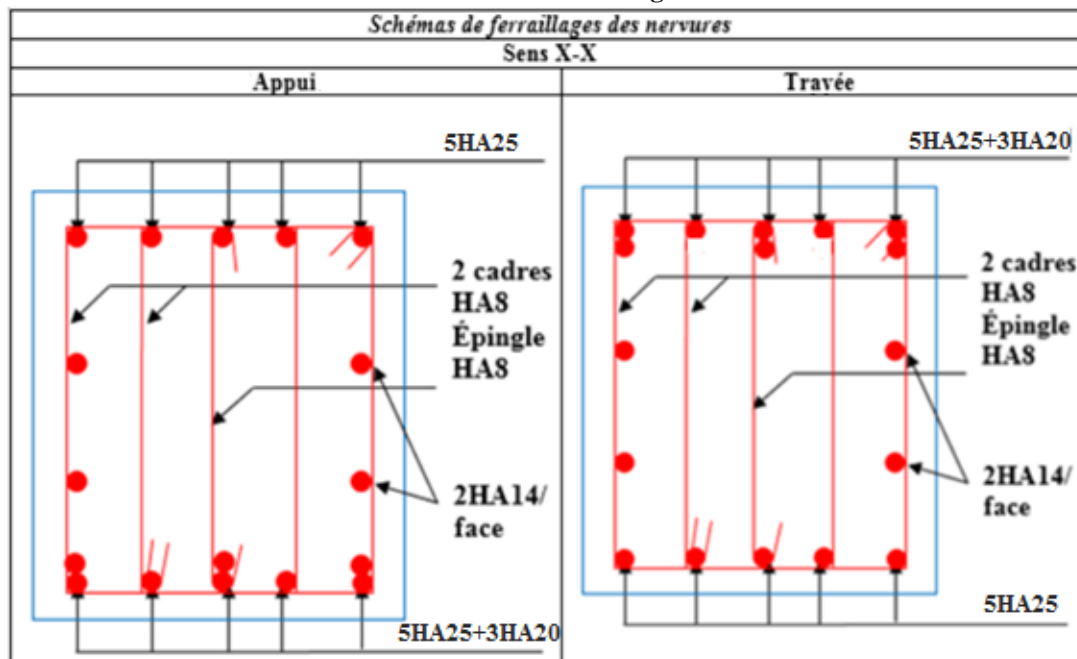
- **Armatures de peau :**

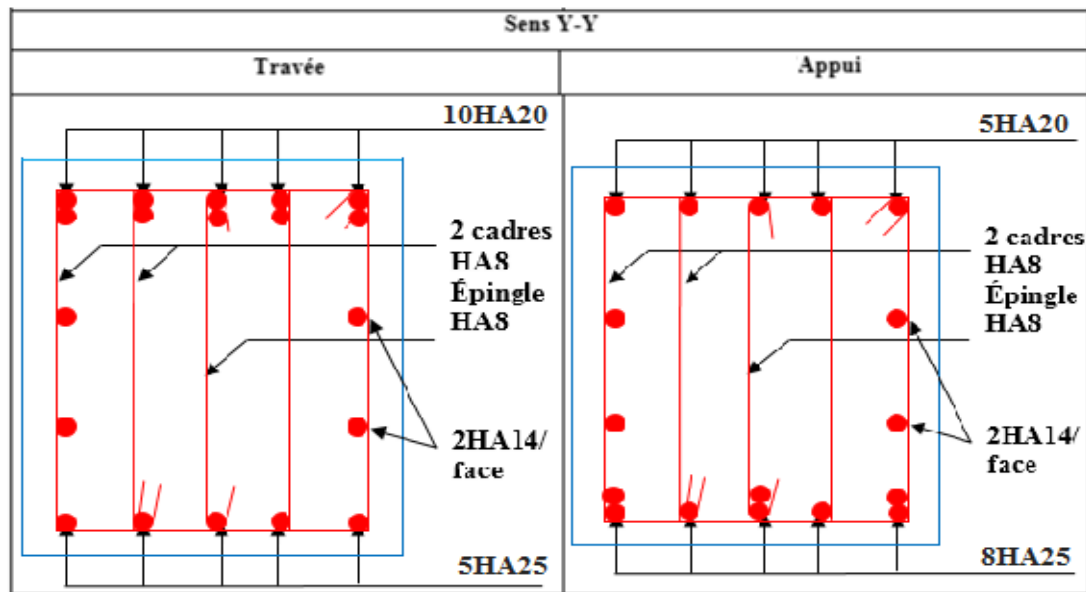
La hauteur des nervures est $h = 70cm$, dans ce cas le **CBA (Article A.7.3)** préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/ml$ de hauteur. [2]

Pour $h = 70 \text{ cm}$, On a : $A_p = 3 \times 0.7 = 2.1 \text{ cm}^2$. On opte 2HA14 = 3.08 cm²/face

- **Schéma de ferrailage :**

Tableau V.13 Schéma de ferrailage des nervures





V.6. Étude de mur adossé

V.6.1. Introduction

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des murs :

La hauteur $h = 4.08$ m

La longueur $L = 4.95$ m

L'épaisseur $e = 20$ cm

Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 20.2 \text{ KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\phi = 15^\circ$

La cohésion $c = 0.20$ bars

On prévoit un drainage, la poussée hydrostatique est donc négligée

V.6.2. Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) \quad ; \quad \text{On prend } C=0 \text{ (cas le plus défavorable).}$$

$$G = 4.08 \times (20.2 \times \text{tg}^2(\frac{180}{4} - \frac{15}{2})) = 48.52 \text{ KN} / \text{ml}$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$Q = 5.88 \text{ KN/ml}$$

V.6.3. Ferrailage du mur

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée.

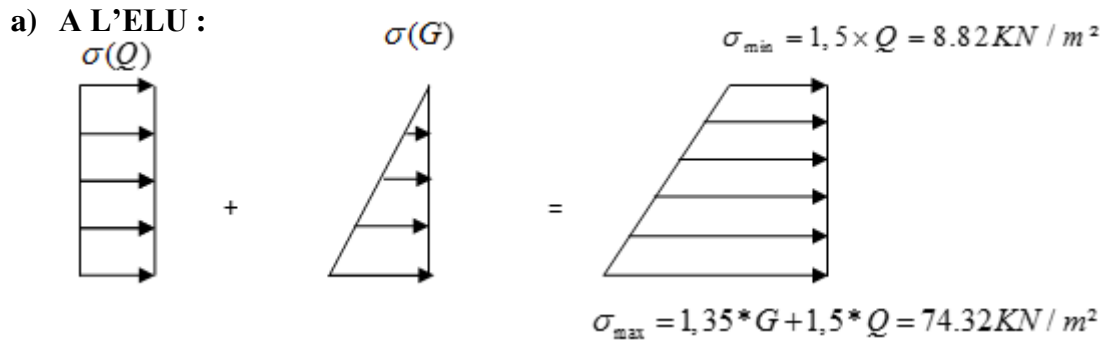


Figure V.10 Répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 57.94 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 57.94 \text{ KN} / ml$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.08m \quad h = 20cm$$

$$L_y = 4.95m \quad b = 100cm$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 66.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 42.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 56.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 35.77 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 \times M_{ox} = -20 \text{ KN.m}$$

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$$

Condition exigée par le RPA

$$A_{min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau V.14 Section des armatures du mur adossé

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	56.67	0.138	0.186	0.157	10.35	2	7HA14=10.78
	y-y	35.77	0.087	0.114	0.162	6.33	2	6HA12=6.79
Appui		20	0.048	0.062	0.165	3.46	2	6HA10=4.71

➤ Les espacements :

Armatures // L_x : St ≤ min (3e, 33 cm) = 15 cm

Armatures // L_y : St ≤ min (4e, 45 cm) = 18cm

Armatures en appuis: St ≤ min (4e, 45 cm) = 18cm

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_x = \frac{Qu \times L_x \times L_y^4}{2 \times (L_x^4 + L_y^4)} = 103.73 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{Qu \times L_y \times L_x^4}{2 \times (L_x^4 + L_y^4)} = 58.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) A l'ELS :

$$\sigma_{\min} = 1 * Q = 5.88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 * G = 48.52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 54.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{0x} = 54.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 40.57 \text{ KN.m}$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 46.72 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 34.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ty} = 34.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -16.49 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

Tableau V.15 Vérification des contraintes dans le mur adossé

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 46.72	10.78	5.97	26772.18	10.41	Vérifier	288.72	Non Vérifier
y-y	M _t ^y = 34.48	6.79	4.95	18840.69	9.06		330.79	
Appuis	M _a = 16.49	4.71	4.24	14063.40	4.97		224.42	

↪ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s.

✓ **En travée :** Sens xx: 8HA16 = 16.08cm²/ml

Sens yy: 6HA16 = 12.06cm²/ml

✓ **En appuis :** 5HA12 = 5.65cm²/ml

• **Rê-vérification des contraintes dans le mur adossé**

Tableau V.16 Rê-vérification des contraintes dans le mur adossé

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 46.72	16.08	6.96	35549.56	9.14	Vérifier	197.92	Vérifier
y-y	M _t ^y = 34.48	12.06	6.24	29041.27	7.41		191.62	
Appuis	M _a = 16.49	5.65	4.58	16290.23	4.63		188.58	

↪ **Les espacements**

Armatures // L_x : St ≤ min (3e, 33 cm) = 14 cm

Armatures // L_y : St ≤ min (4e, 45 cm) = 18cm

Armatures en appuis: St ≤ min (4e, 45 cm) = 20cm

↳ Schéma de ferrailage

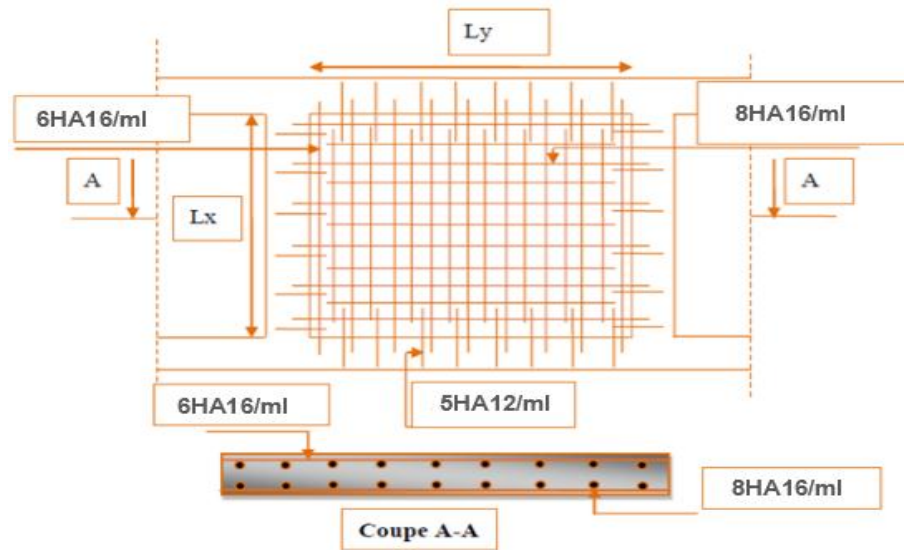


Figure V.11 Schéma de ferrailage de mur adossé

V.7. Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Vu l'importance de charges qui seront transmises au sol par l'intermédiaire des fondations, et les caractéristiques du sol résumés dans la capacité portante les fondations sur semelles isolées ne sont pas retenus pour notre cas. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Le fait que les deux solutions précédentes ne conviennent pas pour la structure étudiés, on a passé à une autre solution qui est le calcul d'une fondation sur radier général.

Le dimensionnement nous a donné une surface de radier de l'ordre de 321.99m^2 qui est inférieure à la surface totale de la structure qui est de l'ordre de 506.3m^2 , ce qui veut dire que la solution est d'un radier nervuré. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé soumis à la charge du bâtiment sous forme d'un effort normale avec un excentrement. Le ferrailage adopté a été vérifié et c'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un mur adossé est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

Conclusion générale

Conclusion générale

Pour l'étude d'une structure en génie civil en générale, et du bâtiment en particulier, l'ingénieur doit définir à l'avance une stratégie d'étude en définissant les différentes étapes de l'étude. Ces étapes qui vont conduire à un résultat final, qui est la définition des différentes sollicitations, qui seront utilisées à leur tour pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. Une étude génie civil a pour objectif de dimensionner la structure à fin d'avoir un meilleur comportement en faisant travailler les matériaux au maximum.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, à savoir, sa conception architecturale, la nature du site d'implantation, la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis à vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à Sidi Ahmed wilaya de Bejaia qui est une zone sismique IIa.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Après l'analyse des plans architecturaux on a constaté que la structure est plus au moins régulière en plans et en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site ne nous donne que le sol d'assise à une capacité portante moyenne vue l'importance de l'ouvrage. Le prédimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux...ect, Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du cou de feu. Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e = 20\text{cm}$ pour l'entre sol, RDC et les étages courants. Le nombre total des voiles prévus est de 12, disposés selon le sens x-x 08 voiles et 04 selon le sens y-y. Ces voiles vont supporter au moins de 25% de l'efforts horizontal et au plus de 20% d'efforts vertical.

La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1^{er} selon y-y et le 2^{eme} selon x-x, et le 3^{eme} est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 8 selon x-x et dans le mode 7selon y-y.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4), donc la condition des RPA99/2003 est vérifiée.

Les sections des poteaux choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P- Δ).

Dans l'étude des éléments porteurs, on déduit que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie. Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Au niveau de l'infrastructure, un mur adossé est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrailé comme un plancher encastré au niveau du radier.

Bibliographie

Bibliographie

- ❖ [1] RPA99 « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- ❖ [2] CBA 93 « Code du béton armé, 1993 ».
- ❖ [3] BAEL91/99« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999».
- ❖ [4] DTR BC 2.2« Charges permanentes ET surcharges d'exploitation; édition 1989 ».
- ❖ [5] DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- ❖ Cahier de cours béton du cursus, CCI Université de Bejaia, 2015-2019.
- ❖ Ancien mémoires de fin d'étude
- ❖ Logiciels utilisés :
 - ETABS Version16.2
 - Socotec.

Annexes

Annexe (I) :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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	0.4065	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 (II)

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	1.0
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 (III)

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	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	80.42	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	150.8
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	188.5
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	226.2
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

Annexe (IV)

ESCALIERS ET ASCENSEURS.

EXEMPLE - Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.
 Caractéristiques de l'immeuble :
 - population à prendre en compte : 140 personnes ;
 - niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ;
 - distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m.
 1. Choix de l'intervalle maximal probable : l = 80 secondes.
 2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.
 3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.
 4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-I » applicables suivants :

P	154	178	200	220	239	256	273	290	306
I	78	90	100	109	117	125	132	138	144

Du fait que, dans le couple de valeurs P = 154 et I = 78, P est supérieur à la population à prendre en compte et I inférieur à l'intervalle maximal probable, la solution est satisfaisante.

■ CARACTÉRISTIQUES ET DIMENSIONS

Charge utile	630 kg ou 8 personnes		1 000 kg ou 13 personnes	
	Course max en m	Vitesse en m/s	Course max en m	Vitesse en m/s
Cabine en mm	Larg. A	1 100	1 400	1 600
	Prof. B	1 400	1 600	1 800
	Haut	2 200	2 200	2 200
Gainage en mm	Larg. C	1 600	1 600	1 600
	Prof. D	2 100	2 100	2 600
	S dalle Q	3 700	3 800	3 700
Palier	Cuv P	1 400	1 500	1 400
	U mini	1 500	1 500	2 100
Machinerie en mm	R mini	2 200	2 200	2 400
	T mini	3 700	3 700	4 200
	S m² mini	10	2 000	12
Efforts globaux en kN	H	2 000	2 000	2 000
	Trappe	950 x 950	950 x 1 450	950 x 950
	Porte	900 x 2 000	900 x 2 000	900 x 2 000
Efforts globaux en kN	Sur dalle	43	50	65
	En cuvette	55	55	76

ASCENSEURS À ENTRAÎNEMENT PAR TREUIL ET CÂBLES « SORETEX »

■ DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS

Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings

Desserte	Charges minimales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings													
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14			
Tous les niveaux desservis	630	189	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110
		226	71	195	62	176	81	100	100	108	138	116	129	124	
		260	77	225	69	200	100	109	109	109	138	119	127	147	136
		293	82	250	66	224	109	103	119	128	175	137	164	146	
322	87	277	101	246	114	224	125	206	136	192	146	180	156		
Tous les niveaux desservis	400	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	88
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101
		286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112
		320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122
Tous les niveaux desservis	630	354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	132
		396	83	333	96	299	107	276	116	256	125	241	133	229	140
		414	87	360	100	321	112	295	122	273	132	257	140	243	148
		440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	258	155
Tous les niveaux desservis	1 000	463	95	404	105	381	122	331	133	305	144	288	153	272	162
		514	102	433	112	409	131	358	142	318	150	303	161	281	171
		565	109	462	119	438	139	387	150	347	159	327	170	290	180
		616	116	491	126	463	146	416	159	376	168	356	180	299	189
1 niveau desservi sur 2	400	174	92	163	88	155	103	147	109	140	114	134	119		
		200	100	189	106	179	112	169	119	161	124	154	130		
		224	107	211	114	200	120	189	127	180	133	173	139		
		250	112	233	120	220	127	203	134	199	141	189	148		
Tous les niveaux desservis	630	271	148	254	126	238	134	227	141	216	148	206	153		
		295	152	275	131	258	139	245	147	223	155	222	162		
		315	157	294	136	278	144	261	153	248	161	237	169		
		336	161	314	140	295	149	278	158	265	166	253	174		
Tous les niveaux desservis	1 000	345	169	331	144	305	149	278	158	265	166	253	174		
		386	177	359	152	334	154	308	157	292	170	281	183		
		427	185	388	160	363	160	333	161	317	180	299	192		
		468	193	417	167	388	164	358	164	342	183	302	204		
1 niveau desservi sur 2	400	182	66	171	70	164	73	156	77	152	79	146	82		
		213	75	203	79	193	83	184	87	178	90	172	93		
		244	82	230	87	220	91	211	95	202	99	194	103		
		273	88	258	93	245	98	233	103	224	107	214	112		
Tous les niveaux desservis	630	298	94	280	100	267	105	255	110	243	115	233	120		
		323	99	305	105	288	111	276	116	264	121	254	126		
		346	104	327	110	310	116	295	122	283	127	271	133		
		370	108	348	115	331	121	315	127	301	133	288	139		
Tous les niveaux desservis	1 000	393	112	370	119	349	126	333	132	319	133	308	144		
		427	120	403	124	374	130	356	135	342	136	325	149		
		461	127	432	131	403	133	381	138	366	139	349	151		
		495	134	461	138	432	140	406	141	391	142	374	154		
1 niveau desservi sur 2	630	200	60	194	62	188	64	180	69	179	67	174	69		
		228	70	219	73	213	75	206	77	200	80	195	82		
		250	80	241	83	233	85	227	88	220	91	215	93		
		270	89	261	92	253	95	246	99	238	101	231	104		
Tous les niveaux desservis	1 000	289	97	277	101	269	104	263	107	252	111	248	113		
		307	104	293	109	285	112	278	115	270	119	266	117		
		325	111	310	116	300	120	290	124	281	126	273	132		
		343	118	328	123	318	126	308	130	299	133	289	136		
1 niveau desservi sur 2	630	355	124	341	129	329	133	317	136	306	140	295	144		
		373	131	359	136	347	139	337	140	326	143	314	147		
		391	138	377	143	365	146	355	144	345	146	334	150		
		409	145	395	150	383	153	373	151	362	154	353	153		
Tous les niveaux desservis	1 000	427	152	409	157	397	160	385	163	374	166	362	169		
		445	159	427	164	415	167	403	169	392	171	380	172		
		463	166	445	171	433	174	421	177	409	174	397	179		
		481	173	463	178	451	181	439	180	427	181	415	184		

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

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

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = \frac{(M_U - M_1)}{(d - d') * f_{st}}$$

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

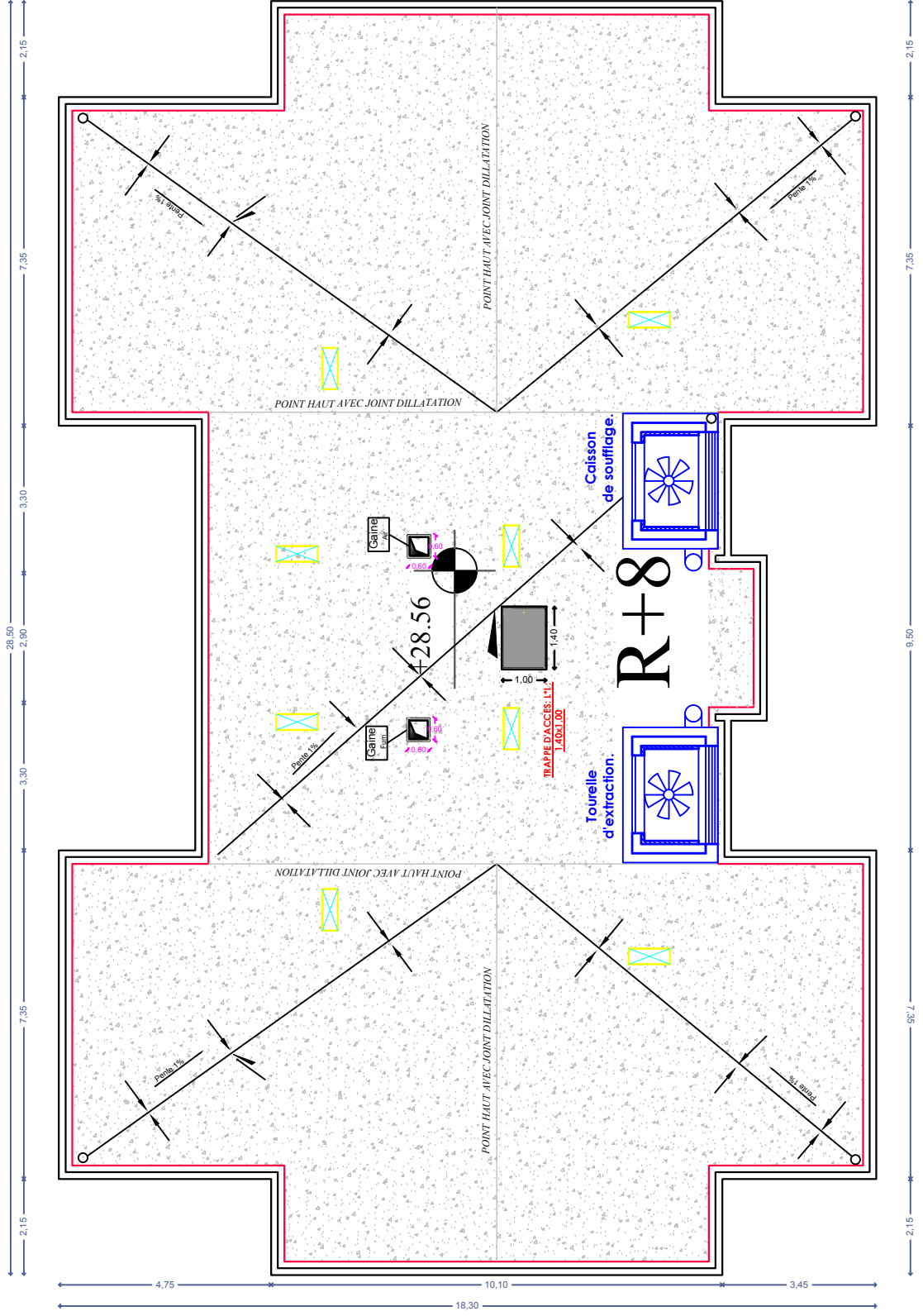
$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

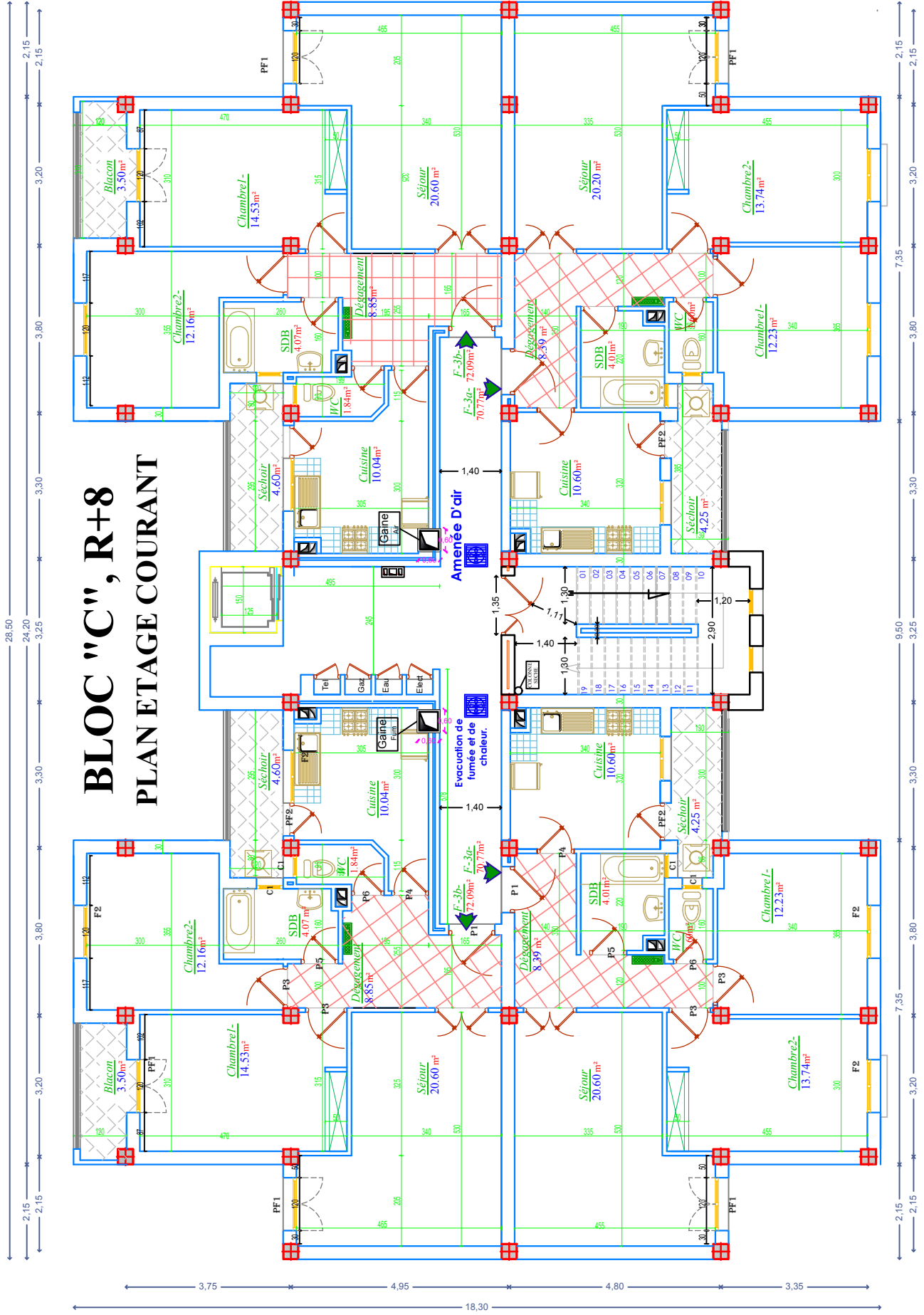
$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

BLOC "C", R+8 / PLAN TERRASSE





BLOC "C", R+8 / PLAN ENTRE SOL

