

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département Génie Civil



Projet de Fin d'Etudes

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master 2 en génie civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation
Contreventé par un système mixte
(voiles-portique)

Réalisé par:

M^{lle} DJAALI Lynda

M^{lle} MADAOUI Zoulikha

Encadré par :

M^{me} S.HAMOUCHE

Examineurs :

M^{me} S.AREZKI

M^r A. BOUKELLOUDA

Remerciements

Il est impérativement de passer inaperçue sans se pencher sur l'aide reçue de la part des personnes qui ont participé à la concrétisation de ce modeste travail, en particulier on tient à remercier notre promotrice

M^{em} HAMOUCHE POUR SONTE AIDE

ZIANI El liece le fiancé de MADAOUI

DJAALI Lyes le frangin de DJAALI

Sans oublier de remercier vivement nos familles qui ont donné le meilleur pour notre réussite, et enfin nous tenons à remercier tous nos amis, camarades et enseignants de tous nos cursus universitaires.

Dédicace

D. Lynda

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ Mes très chers parents
- ❖ Ma grande mère
- ❖ Mes frères : Lyes et Fateh
- ❖ Mes sœurs : Hayet et Lydia
- ❖ Ma sœur Souad et son mari Walid sans oublier Lyna et Abdou
- ❖ Ma très chère famille et tous mes amis
- ❖ Toute personne qui m'aime
- ❖ Tous les enseignants et toute la promotion de GENIE CIVIL

M. Zoulikha

Je dédie ce travail à :

- ❖ Mon cher liece
- ❖ Mon cher père
- ❖ Ma chère mère
- ❖ Mon cher frère
- ❖ Mes chères sœurs
- ❖ Toute ma famille et tous mes amis
- ❖ Tous les enseignants et toute la promotion de GENIE CIVIL

Table des figures

I.1. Plancher à corps creux (20+4).....	4
I.2. Plancher à corps creux (16+4).....	5
I.3.Schéma de dispositions des poutrelles(de V.S au 6 ^{ème} étage).....	6
I.4.Schéma de dispositions des poutrelles.....	6
I.5.Schéma d'une poutrelle.....	6
I.5.Schéma d'une poutrelle.....	8
I.6. Schéma de dalle pleine pour RDC au 6 ^{ème} étage.....	8
I.7 . Schéma des dalles pleines pour RDC au 6 ^{ème} étage.....	9
I.8. Schéma de la dalle pleine de la cage d'escalier.....	9
I.9. Détail des deux types d'acrotères.....	9
I.10. Détail d'un escalier.....	10
I.11. Schéma de l'escalier.....	11
I.12. Schéma statique de l'escalier.....	11
I.13:Schéma statique de l'escalier.....	12
I.14. Schéma de l'escalier.....	12
I.15. Détail d'un voile.....	15
I.16.Hauteur libre d'étage.....	15
I.17. Schéma de dégression des surcharges.....	21
I.18. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de surcharge.....	21
I.19. Surface afférente des différents niveaux(P1).....	22
I.20. Surface afférente des différents niveaux(P2).....	27
I.21. Surface afférente des différents niveaux(P3).....	30
II.1. Les différents types des poutrelles.....	37
II.2. Evaluation des efforts tranchants (1,2).....	40
II.3.Schéma de ferrailage des poutrelles de vide sanitaire au 5 ^{ème} étage.....	52
II.4.Schéma de ferrailage des poutrelles de 6 ^{ème} étage.....	53
II.5.Schéma de ferrailage des poutrelles de 7 ^{ème} au 9 ^{ème} étage.....	53
II.6.Schéma de ferrailage des poutrelles de 10 ^{ème} étage.....	53
II.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	54
II.8. Schéma statique de la poutre de chaînage	54
II.9.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	58

Table des figures

II.10. Coupe et Schéma statique de l'acrotère.....	59
II.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	62
II.12. Dalle sur 2 appuis(Type 1).....	62
II.13. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis(Type 1).....	68
II.15. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis(Type 2).....	71
II.16. Coupe transversale d'une dalle en console.....	73
II.17. Dalle sur 4 appuis.....	73
II.18. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis.....	78
II.19. Coupe transversale d'une dalle.....	80
III.20. Schéma statique avec chargement.....	80
II.21. Schéma de ferrailage l'escalier directe.....	84
II.22. Schéma statique avec chargement.....	84
II.23. schéma de ferrailage l'escalier intermédiaire.....	85
II.24. Schéma statique avec chargement.....	85
II.25. Section creuse équivalente.....	88
II.26. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	89
II.27. Escalier a deux volées.....	90
II.28. Schéma de ferrailage l'escalier a deux volées.....	91
II.29. Schéma de l'ascenseur.....	92
II.30. Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.....	30
III.1. Disposition des voiles adoptés.....	106
III.2 .1 ^{er} mode translation selon x-x.....	108
III.3.2 ^{ème} mode translation selon y-y.....	109
III.4 .Rotation selon z-z.....	109
IV.1 .Schéma de ferrailage des poutres d'étage 1.....	120
IV.2. Section d'un poteau.....	125
IV.3. Réduction des sections des poteaux.....	129
IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux.....	130
IV.5. Schéma d'un voile plein.....	133
IV.6. Schéma de ferrailage du voile de RDC (sens xx).....	137

Table des figures

V.1.Semelle filante.....	138
V.2.Schéma du poinçonnement.....	141
V.3.Dalle sur quatre appuis	143
V.4 .Schema de ferrailage du radier.....	145
V.5 .Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x.....	146
V.6.Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y.....	147
V.7 .Schéma de ferrailage des nervures.....	149
V.8. Schéma de répartition des contraintes sur le mur.....	151
V.9. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	154

La liste des tableaux

I.1. Dimensions des dalles pleines.....	9
I.2. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	10
I.3. Dimensions de la volée intermédiaire	
I.4. Dimensions de l'escalier à deux volées.....	12
I.5. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	16
I.6. Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible de 10 ^{ème} étage.....	16
I.7. Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible de 6 ^{ème} étage.....	17
I.8. Evaluation des charges dans le plancher de 7 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage.....	17
I.9. Evaluation des charges dans le plancher de vide sanitaire au 6 ^{ème} étage.....	18
I.10. Evaluation des charges dans le balcon.....	18
I.11. Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	19
I.12. Evaluation des charges dans les murs intérieurs.....	19
I.13. Evaluation des charges dans l'escalier droit à deux et trois volées.....	19
I.14. Evaluation des charges dans Palier pour l'escalier droit.....	20
I.15. Evaluation des surfaces afférentes pour P1.....	22
I.16. Descente de charge du poteau P1.....	24
I.17. Descente de charge du poteau P2.....	28
I.18. Evaluation des surfaces afférentes pour P3.....	30
I.19. Descente de charge du poteau P3.....	31
I.20. Vérifications des poteaux à la compression simple.....	34
I.21. Vérifications des poteaux au flambement.....	35
II.1. Sollicitation à l'ELU des différents types de poutrelles.....	44
II.2. Récapitulation de ferrailage des poutrelles.....	52
II.3. Calcul de l'acrotère.....	59
II.4. Ferrailage de l'acrotère	61
II.5. Calcul de ferrailage de la dalle plein sur deux appuis (Type 1).....	64
II.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	65
II.7: Calcul de ferrailage de la dalle (Type2).....	69
II.8: vérification des contraintes dans le béton.....	70

La liste des tableaux

II.9.Calcul de ferrailage de la dalle plein sur 1 seul appui (Type 3).....	71
II.10.Vérification des contraintes dans le béton.....	72
II.11.Calcul de ferrailage de la dalle plein sur 4 seul appui (D2).....	74
II.12.Vérification des contraintes dans le béton.....	75
II.13.Calcul de ferrailage de la dalle plein sur 4 seul appui (D1).....	78
II.14.vérification de la contraint dans le béton.....	79
II.15.Résumé des résultats de ferrailage (volée de rive).....	81
II.16.Résumé des résultats de calcul des contraintes (volée de rive).....	82
II.17.Résumé des résultats de ferrailage (volée intermédiaire).....	84
II.18.Résumé des résultats de calcul des contraintes (volée intermédiaire).....	85
II.19. Résumé des résultats de calcul de ferrailage de l'escalier à deux volées.....	86
II.20.Résumé des résultats de calcul des contraintes de l'escalier à deux volées.....	87
II.21.Récapulatif des résultats du ferrailage de la poutre palière	90
II.22.Récapulatif des résultats du ferrailage de la dalle du local machine.....	94
II.23.Récapulatif des résultats des contraintes.....	95
II.24. Récapulatif des résultats du ferrailage de la dalle du local machine.....	97
II.25.Récapulatif des résultats des contraintes.....	99
III.1. Valeurs de q.....	101
III.2 .Résumé des résultats des caractéristiques de la structure.....	104
III.3. Résumé des résultats des nœuds maitres.....	105
III.4.Sections des poteaux.....	106
III.5. Période et taux de participation.....	106
III.6. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	107
III.7. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	110
III.8. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	110
III.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	111
III.10. Vérification des déplacements.....	112
III.11. Vérification à L'effet P- Δ	113

La liste des tableaux

V.1. Les armatures longitudinales dans les poutres.....	115
IV.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	116
IV.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	118
IV.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	119
IV.5. Vérification des conditions de la flèche.....	119
IV.6. Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	121
IV.7. Sollicitations dans les poteaux.....	123
IV.8. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	123
IV.9. Sections des armatures transversales dans les poteaux.....	123
IV.10. Justification de l'effort normal ultime.....	125
IV.11. Vérification des contraintes dans le béton.....	126
IV.12. Vérification des contraintes tangentielles.....	126
IV.13. Les moments résistant dans les poteaux.....	127
IV.14. Vérification de la zone nodale.....	128
V.15. Ferrailage des voiles // à x-x' l=2m.....	134
IV.16. Ferrailage du voile sens V_{yy}	135
IV.17. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	136
IV.18. Ferrailage du voile de l'ascenseur sens V_{yy}	136
V.1. Tableau de ferrailage du radier.....	143
V.2. Résumé des résultats des contraintes dans le radier.....	144
V.3. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.....	146
V.4. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.....	147
V.5. Résumé des résultats (ferrailage de la nervure).....	148
V.6. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	148
V.7. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	149
V.8. Section des armatures du voile périphérique.....	152
V.9. vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	153

LISTE DES SYMBOLES

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

As : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section
comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

LISTE DES SYMBOLES

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

g : Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

St : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

g : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation.

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre.

i : Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours de maturité du béton.

l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.

l_s : Longueur de scellement droite.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.

St : Espacement des armatures transversales.

u : Périmètre.

x : Abscisse.

y : Ordonnée.

γ_s : Poids volumique des grains solides.

γ_d : Poids volumique sec.

LISTE DES SYMBOLES

γ_w : Poids spécifique de l'eau.

γ' : Poids spécifique déjaugé.

φ : Angle de frottement interné.

α : Angle, coefficient sans dimension en générale (al-pha).

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

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature(êta).

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimé (lambda).

μ_{se} : Moment ultime réduit à l'ELS (mu).

μ_{bu} : Moment ultime réduit à l'ELU.

ν : Coefficient de poisson (nu).

ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).

σ : Contrainte normale (sigma).

σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés: Contrainte tangente (tau).

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

ϕ : Diamètre d'une armature transversale.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature(psi).

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Généralités pré dimensionnement des éléments

I.1. Présentation de l'ouvrage étudié.....	1
I.1.1.Introduction.....	1
I. 1.2.Présentation de l'ouvrage.....	1
I.1.3.Implantation de l'ouvrage.....	1
I.1.4.Caractéristiques de la structure.....	1
I.1.5.Données du site.....	1
I.2.Description structurales.....	2
I.2. Règlement et normes utilisées.....	3
I.1.Introduction.....	4
I.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	4
I.2.1. Les planchers.....	4
I.2.2 Les poutrelles.....	5
I.2.3. Les dalles pleines.....	7
I.2.4. L'acrotère.....	9
I.2.5. les escaliers	10
I.3.pré dimensionnement des éléments principaux.....	13
I.3.1.Les poutres.....	13
I.3.2.Les voiles.....	15
I.3.3.Les poteaux.....	15
I.4.Evaluation des charges et surcharges.....	16
I.5.Descente de charge.....	20

Chapitre II : Etude des éléments secondaires

II.1.Etude des planchers.....	37
II.2.Etude de la poutre de chaînage.....	54
II.3. Etude de l'acrotère.....	58
II.4. Etude des dalles pleines.....	62
II.5. Etude de l'escalier.....	81

SOMMAIRE

II.6. Etude de l'ascenseur.....	93
---------------------------------	----

Chapitre III : Etude dynamique

III.1.Introduction.....	100
III.2. Méthodes de calcul.....	100
III.3.description du logiciel SAP2000.....	104
III.4.disposition des voiles	105
III.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000.....	106
III.6.Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	112

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

IV.1.Introduction.....	114
IV.3. Etude des poutres.....	114
IV.2. Etude des poteaux.....	120
IV.4. Etude des voiles.....	131

Chapitre V: Etude de l'infrastructure

V.1.Introduction.....	138
V.2. Choix du type des fondations.....	138
V.3.Etude du voile périphérique.....	150

Introduction générale

Les tremblements de terre ne sont pas des phénomènes rare, mais des phénomènes qui provoquent des catastrophes naturelles parmi les plus dévastatrices et inévitables auxquelles sont soumis les populations.

En effet, les séismes prélèvent chaque année leur lot de victimes et les dommages très importants aux constructions et font régresser économiquement les régions touchées.

Dans la majorité des cas, l'ampleur des dommages causés par les séismes sont dus à la négligence dans la réalisation, son contrôle ainsi qu'à la mauvaise conception.

Ces tremblements de terre se sont toujours produits, il s'en produira d'autre à l'avenir.

Pour toutes ces raisons, des études ont été faites par des spécialistes qui cherchent à limiter les dégâts et les dommages causées par les séismes.

L'Algérie est parmi les pays touchés par ce phénomène dévastateur. En mesure de sécurité, l'Algérie a pris sa disposition de prévention en créant un règlement parasismique qui tient compte des risques sismiques et les dommages causés par se dernier.

Selon le règlement parasismique algérien, l'Algérie est située dans une zone instable aux secousses sismiques, ces dernières ont causées des dégâts importants notamment a :

Mascara (1994) : 170 morts est dernièrement à Boumerdes (2003).

Le présent travail consiste à l'étude d'un bâtiment R+10, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail le suivant :

- Le premier chapitre, consacré aux généralités
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- Le sixième chapitre Pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale

I.1. Présentation de l'ouvrage étudié

I.1.1.Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.1.2.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est une construction en R+10 logements d'habitation. Cette l'ouvrage sera implanté à Bejaia qui est une zone de moyenne sismique **zone IIa**.est classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du **RPA 99 (Article 3.2)**.

I.1.3.Implantation de l'ouvrage

Le site destiné à recevoir l'ouvrage est situé dans la commune Daira et wilaya de Bejaia, a environ 1 km l'Ouest des cités 300 et 1000 logs Ihaddaden Bejaia.

Le site est localisé dans la partie Sud de la feuille de Bejaia, toute la région est pratiquement schisteuse mollement ondulée, sans lignes orographique bien distincte, s'étale puisqu'aux reliefs gréseux de sidi BOUDRAHEM.immédiatement au nord de l'ouest Soummam, se dressent les hauteurs de Djdel Sidi Boudrahem. Ces reliefs couverts de maquis dégradés.

I.1.4.Caractéristiques de la structure

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

- La longueur du bâtiment: 20.40m
- La largeur du bâtiment: 19.63m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère): 38.42m
- Hauteur des étages: 3.06m

I.1.5.Données du site

- Le bâtiment est implanté à la ville de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme meuble
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.9$ bars

I.2.Description structurales

❖ Les planchers

Tous les planchers des étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. Les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

❖ Choix du contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

➤ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

➤ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

➤ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

❖ **L'acrotère** : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps.

❖ **Les escaliers** : les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

❖ **L'ascenseur** : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre l'utilisateur à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

❖ Les façades et les cloisons

- les murs extérieurs et les murs de séparation seront réalisés en double parois de briques creuses séparé par une l'âme d'air de 5cm

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

❖ **Les balcons**: sont réalisés en dalle pleine.

❖ **L'infrastructure**: elle assure les fonctions suivantes:

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol
- Limiter les tassements différentiels
- L'encastrement de la structure dans le sol

I.2. Règlement et normes utilisées

Les règlements utilisés sont :

- RPA 99 /version 2003
- BAEL91/modifiées 99
- CBA 93
- DTR B.C.2.2

I.1.Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

I.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires

I.2.1.Les planchers

I.2.1.1.Introduction

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique, et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

I.2.1.2.Les planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$ht \geq L/22.5$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher.

L : distance max entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

❖ Les planchers de vide sanitaire au 6ème étage

On a : $L=550-30=520\text{cm}$

$$ht \geq 520/22.5=23.11\text{cm}$$

Soit : **ht=24cm**

On adopte un plancher à corps creux : **ht=4+20=24cm**

Tel que : 4cm : hauteur de la dalle de compression.

20cm : hauteur de corps creux.

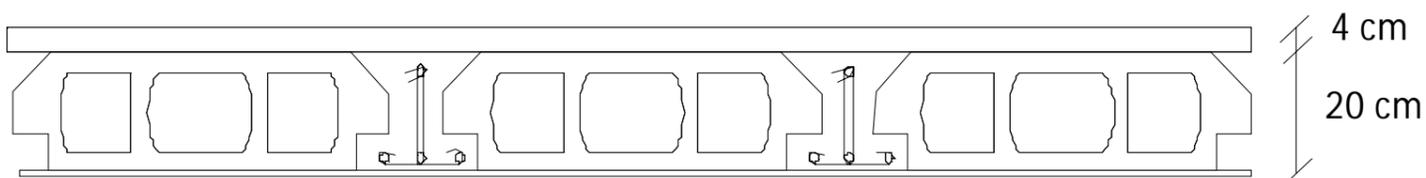


Fig. I.1. Plancher à corps creux

❖ Les planchers de 7^{ème} au 10^{ème} étage

On a : $L=450-30=420\text{cm}$

$ht \geq 420/22.5=18.66\text{cm}$

Soit : **ht=20cm.**

On adopte un plancher à corps creux : **ht=4+16=20cm**

Tel que : 4cm : hauteur de la dalle de compression.

16cm : hauteur de corps creux.

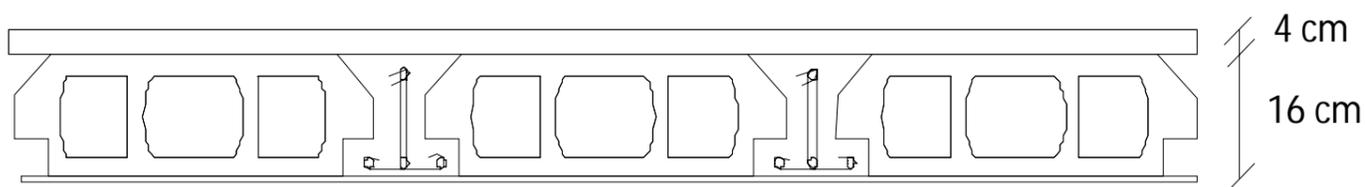


Fig. I.2. Plancher à corps creux

I.2.1.3. Les 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

Il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition des poutrelles qui sont:

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le Plus grand nombre d'appuis possible.

Pour notre projet la disposition est effectuée selon les deux critères comme indiqué sur les deux figures suivantes :

❖ Les planchers de vide sanitaire au 6^{ème} étage

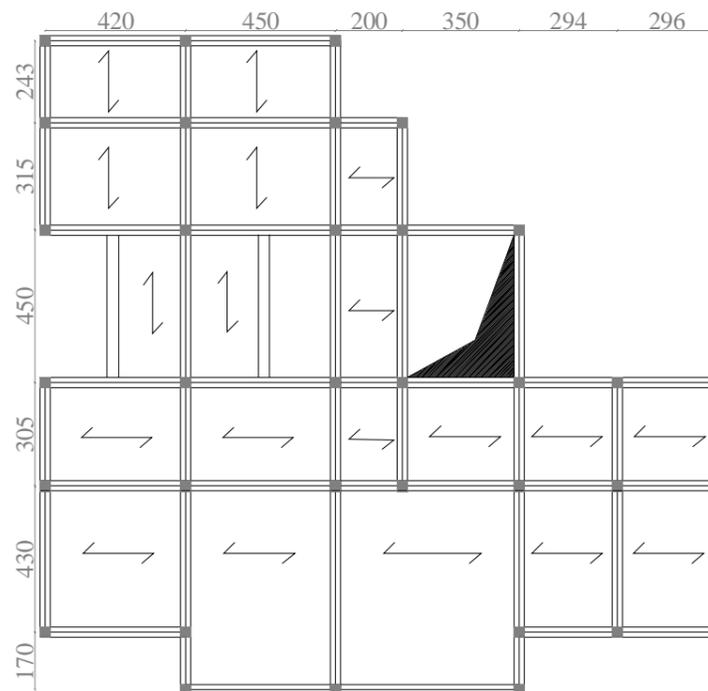


Fig. I.3. Schéma de dispositions des poutrelles

- Les planchers de 7^{ème} au 10^{ème} étage

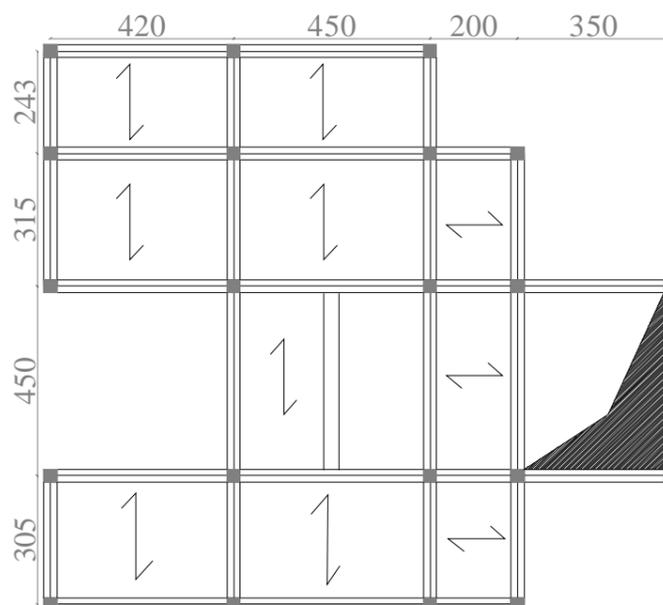


Fig. I.4. Schéma de dispositions des poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant h_t , b_0 et b_1

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre deux poutrelles.

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

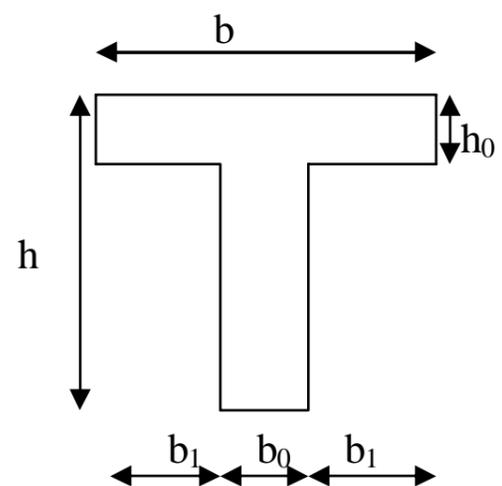


Fig. I.5. Schéma d'une poutrelle

❖ Pour les planchers de vide sanitaire au 6ème étage

$$h_t = 24 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (9.6 \text{ à } 14.4)$$

On adopte : $b_0 = 12 \text{ cm.}$

$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 200 - 30 = 170 \text{ cm}$$

Donc : $b_1 \leq \text{Min} (27.5 ; 17) \text{ cm}$

On adopte: $b_1 = 17 \text{ cm.}$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b = 2 \cdot 17 + 12 = 46 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 46 \text{ cm.}$**

❖ Pour les planchers de 7ème au 10ème étage

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (8 \text{ à } 12)$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 200 - 30 = 170 \text{ cm}$$

Donc : $b_1 \leq \text{Min} (27.5 ; 17.0) \text{ cm}$

On adopter: $b_1 = 17 \text{ cm.}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 17 + 10 = 44 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 44 \text{ cm.}$**

I.2.2. Les dalles pleines

Une dalle pleine est une plaque généralement rectangulaire dont une dimension (épaisseur) est plus petite que les autres (longueur et largeur). Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de dalle dépend de deux critères :

▪ **Résistance au feu**

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.

▪ **Condition de résistance**

$e \geq l_x/20$ pour dalle sur un seul appui.

$l_x/35 \leq e \leq l_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.

$l_x/45 \leq e \leq l_x/40$ pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

L_x : est la petite portée du panneau.

❖ **Dalle sur un appui**

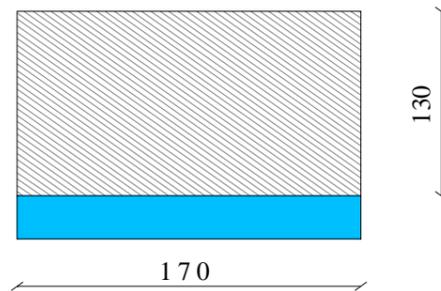


Fig. I.6. Schéma de dalle pleine pour RDC au 6^{ème} étage

✓ **Selon le coupe-feu**

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2H de coupe-feu

Donc : $e \geq 11\text{cm}$.

✓ **selon la résistance**

$e \geq L_x/20$

On a : $L_x = 1.30\text{m} = 130\text{cm}$.

→ $e \geq 130/20$

→ $e \geq 6.50\text{cm}$

Nous retenons donc comme épaisseur de la dalle $e = 14\text{cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche.

❖ **Dalle sur deux appuis**

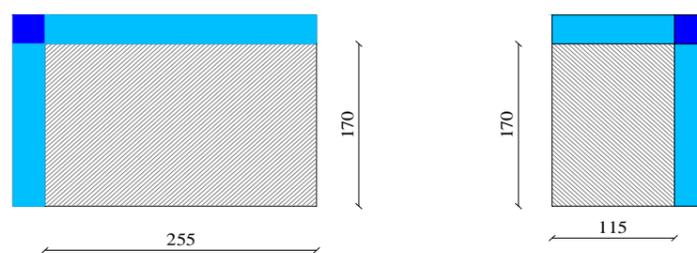


Fig. I.7. Schéma des dalles pleines pour RDC au 6^{ème} étage

✓ **Selon le coupe-feu**

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2H de coupe-feu

Donc : $e \geq 11\text{cm}$.

✓ **selon la résistance**

$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$

Le cas le plus défavorable à une portée égale à : $L_x = 1.70\text{m} = 170\text{cm}$.

→ $170/35 \leq e \leq 170/30$

→ $4.85\text{cm} \leq e \leq 5.66\text{cm}$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles $e = 14\text{cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche.

❖ **Dalle sur quatre appuis**

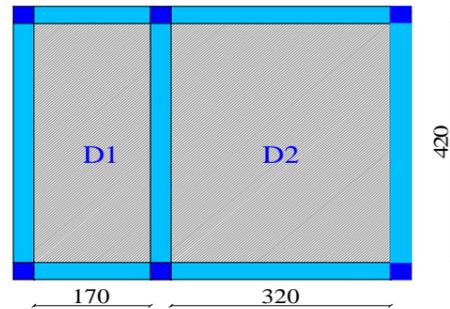


Fig. I.8. Schéma de la dalle pleine de la cage d'escalier

Tableau II.1. dimensions des dalles pleines

	D1	D2
Lx(m)	1.70	3.20
Ly(m)	4.20	4.20
e (cm)	14	14

I.2.3.L'acrotère

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumis à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (Fp) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

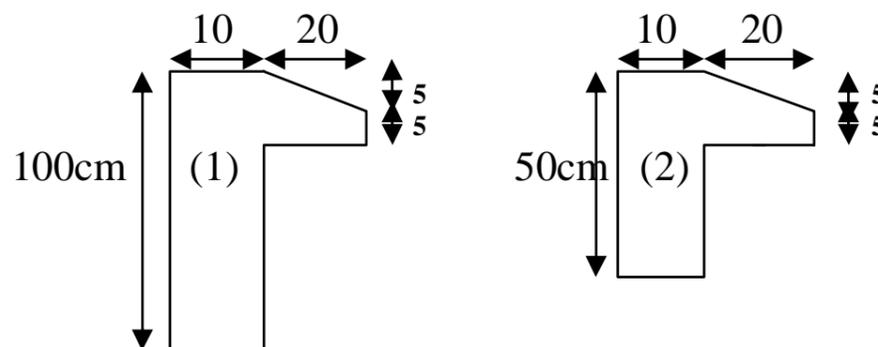


Fig. I.9. Détail des deux types d'acrotères

❖ **Pour la terrasse accessible (type 1)**

On a : $H=100\text{cm}$

$S1 = (100 \cdot 10) + (5 \cdot 20 / 2) + (5 \cdot 20) = 1150\text{cm}^2$

❖ Pour la terrasse inaccessible (type 2)

On a : H=50cm

$$S2 = (50 \cdot 10) + (5 \cdot 20 / 2) + (5 \cdot 20) = 650 \text{ cm}^2$$

Tableau II.2. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments		e (m)	Poids (KN/m ²)
Poids propre	Type 1	0.10	2.875
	Type 2	0.10	1.625
Poids de revêtement	Type 1	3	0.54
	Type 2	3	0.54

La charge permanente total : $G1 = 3.14 \text{ KN/m}^2$, $G2 = 2.16 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

I.2.4. Les escaliers

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Notre structure présente deux types d'escaliers qui sont : escalier droit à deux et trois volées avec palier de repos, situé aux différents étages réalisés en béton armé coulé sur place et un escalier balancé.

Description

Les escaliers sont constitués de :

- (1) Palier
- (2) Paillasse
- (3) Contre marches
- (4) Giron
- (5) Emmarchement
- (6) Epaisseur

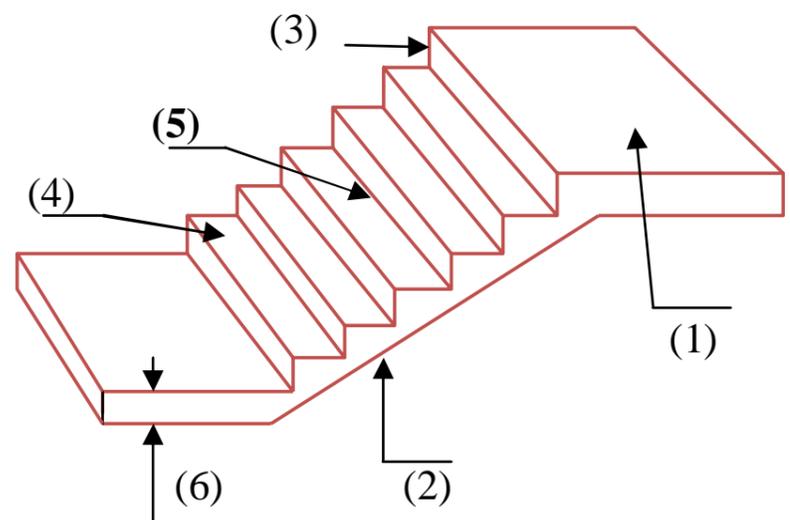


Fig. I.10. Détail d'un escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par : $59 \leq g + 2 h \leq 66 \dots\dots\dots (1)$.

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite

Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{On remplace h et g dans (2) : } L/ (n -1) + 2 \times (H/n) = 64$$

$$n \text{ est la solution de l'équation : } 64n^2 - (64 + 2H + L) n + 2 H=0 \dots \dots \dots (3).$$

❖ Escalier à trois volées

▪ Pour les deux volées de rive

$$H = 119\text{cm}$$

$$L = 180\text{cm}$$

On remplace H et L dans (3) on aura :

$$\rightarrow 64n^2 - 482 n + 238 = 0$$

Après la résolution, on trouve :

$$n = 7 \text{ (nombre de contre marche).}$$

$$(n-1) = 6 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{On a : } h = H/n$$

$$g = L/n-1$$

On adopte:

$$\begin{cases} h=17\text{cm.} \\ g=30\text{cm.} \end{cases}$$

▪ Epaisseur de la paillasse

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$\text{Tg } \alpha = 119/180 \Rightarrow \alpha = 33.46$$

$$L_1 = 180/\cos 33.46 = 215.75\text{cm}$$

$$L = 215.75 + 140 = 355.75\text{cm}$$

$$355.75/30 \leq e \leq 355.75/20$$

$$11.85\text{cm} \leq e \leq 17.78 \text{ cm}$$

On prend : **e = 15cm**

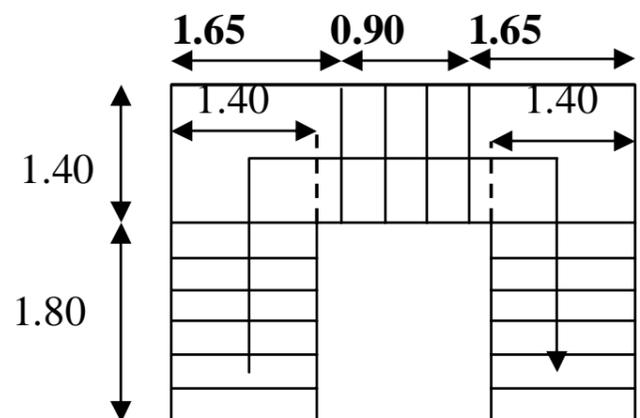


Fig. I.11. Schéma de l'escalier

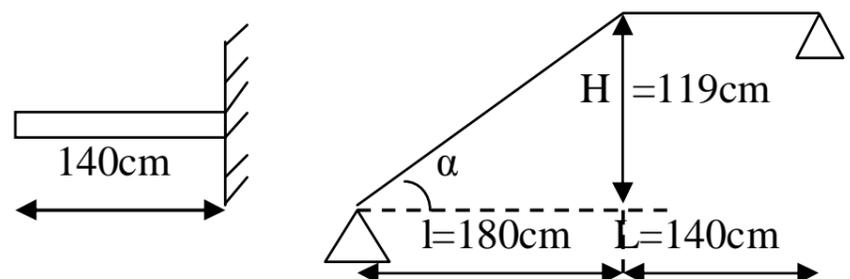


Fig. I.12. Schéma statique de l'escalier

▪ Pour la volée intermédiaire

Les dimensions de la volée est illustrée dans le tableau (II.1)

Tableau II.3. dimensions de la volée intermédiaire

L(m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$	l(m)	e(cm)
0.90	0.68	4	17	30	37.07	4.42	15

❖ Escalier à deux volées

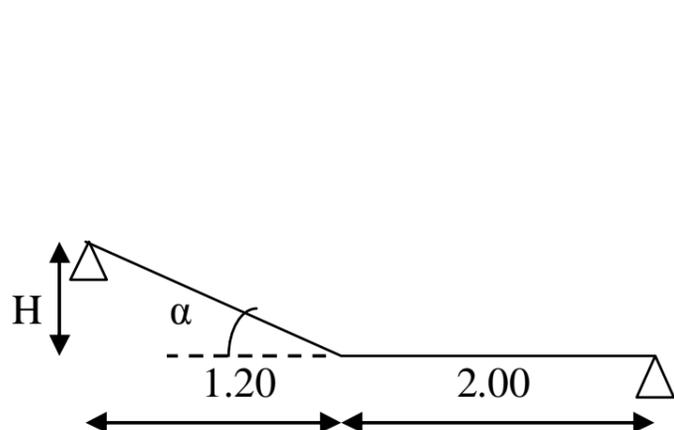


Fig. I.13. Schéma statique de l'escalier

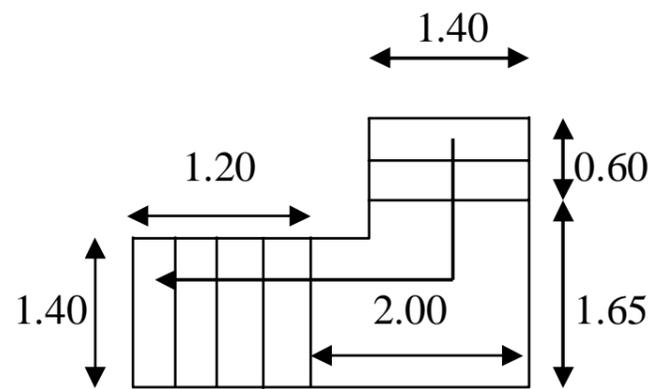


Fig. I.14. Schéma de l'escalier

Tableau II.4. dimensions de l'escalier à deux volées

L(m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$	l(m)	e (cm)
1.20	0.85	5	17	30	35.31	3.47	15

I.2.5. Etude de la poutre de chaînage

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

❖ Dimensionnement

- La hauteur de la poutre de chaînage est supérieure ou égale à 20 cm, sans qu'elle puisse être inférieure à la hauteur du plancher.
- La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur.
- La longueur est égale à $4.50 - 0.30 = 4.20$ m.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$\Rightarrow 28 \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

$$\text{Le RPA exige : } \begin{cases} h \geq 15 \text{ cm} \\ b \geq 2h/3 \end{cases}$$

Donc on adopte : **h=35cm** et **b=30cm**

I.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

I.3.1. Les poutres

I.3.1. Les poutres de vide sanitaire au 6ème étage

I.3.1.1. Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaires.

$$L_{\max} = 600 - 30 = 570 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

Soit : **h=45cm** et **b=30cm**

Sachant que : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

• Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.5.1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ h / b = 45 / 30 = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc on adopte pour les poutres principales une section de

$$(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

I.3.1.2. Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par.

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

L_{\max} : la longueur maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 550 - 30 = 520 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 34.67\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}.$$

Soit : **h = 40 cm** et **b = 30 cm**

- **Vérifications**

Les conditions du RPA 99(version2003) sont vérifiées, donc on adopte pour les poutres secondaire une section de:

$$(\mathbf{bxh}) = (\mathbf{30x40}) \text{ cm}^2.$$

I.3.2. Les poutres de 7^{ème} au 10^{ème} étage

I.3.2.1. Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420\text{cm}.$$

$$\Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

Soit : **h=40cm** et **b=30cm**

- **Vérifications**

Les conditions du RPA 99(version2003) sont vérifiées, donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$(\mathbf{bxh}) = (\mathbf{30x40}) \text{ cm}^2.$$

I.3.2.2. Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par

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

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420\text{cm}.$$

$$\Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}.$$

Soit : **h = 35 cm** et **b = 30 cm**

- **Vérifications :**

Les conditions du RPA 99(version2003) sont vérifiées, donc on adopte pour les poutres secondaire une section de:

$$(\mathbf{bxh}) = (\mathbf{30x35}) \text{ cm}^2$$

I.3.2.les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

h_p : Hauteur totale de la poutre ;

h_e : Hauteur libre d'étage ;

e : Epaisseur du voile ;

L : Longueur du voile.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire la condition suivante selon le RPA :

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

$$e \geq \max \left[\frac{282}{20}; 15cm \right]$$

$$e \geq \max [14.1; 15cm] \Rightarrow e \geq 15cm$$

On opte pour tous les voiles (R+10)

une épaisseur de : **e=15cm**

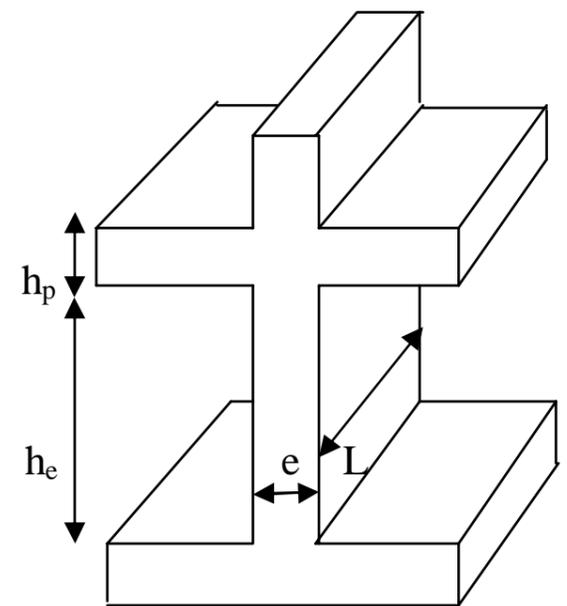


Fig. I.15.Détail d'un voile

I.3.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les réglés du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- ✓ Critère de résistance
- ✓ Critère de stabilité de forme
- ✓ conditions du RPA99

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

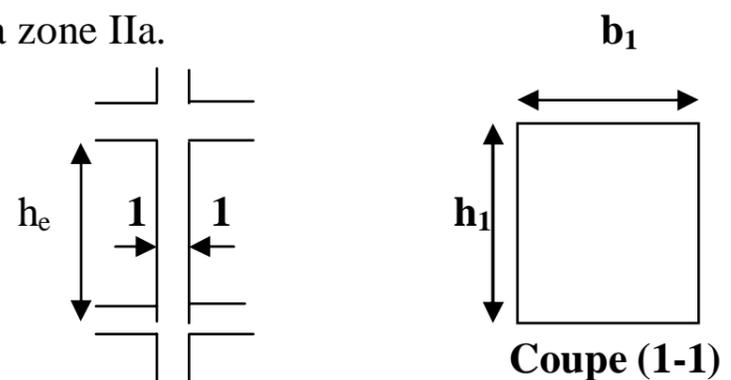


Fig. I.16.Hauteur libre d'étage

On fixera les dimensions des poteaux :

- R.D.C, 1^{er}, 2^{ème} étage: (b, h) = (50x50) cm²

- 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage: (b, h) = (45x45) cm²

- 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage: (b, h) = (40x40) cm²

- 9^{ème}, 10^{ème} étage (b, h):= (35x35) cm²

I.4. Evaluation des charges et surcharges

D'après le DTR B.C.2.2 on tire les évaluations des charges et surcharges suivantes :

I.4.1. Plancher terrass

✓ Terrasse inaccessible

Tableau I.5. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.16
Dalle pleine e=14	0.14	3.5
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Forme de pente (1%)	/	1.11

La charge permanente total : **G =5.09 KN/m²**

La charge d'exploitation à prendre : **Q=1 KN/m²**

✓ Terrasse accessible

a-Terrasse accessible de 10^{ème} étage

Tableau I.6. Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible de 10^{ème} étage

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Forme de pente	/	1.11
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.040	0.16

Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.02	0.2

La charge permanente total : $G = 4,7 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

b- Terrasse accessible de 6^{ème} étage

Tableau I.7 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible de 6^{ème} étage

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Forme de pente	/	1.11
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.040	0.16
Plancher à corps creux (20+4)	0.240	3.30
Enduit de plâtre	0.02	0.2

La charge permanente total : $G = 5,15 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

I.4.2. Plancher de l'étage courant

a- Plancher de l'étage courant de 7^{ème} étage au 9^{ème} étage

Tableau I.8 .Evaluation des charges dans le plancher de 7^{ème} étage au 9^{ème} étage.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de répartition	0.100	0.90
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.003	0.54
Plancher à corps creux (16+4)	0.200	2.85
Enduit de plâtre	0.020	0.20

La charge permanente total : $G = 5.33 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

b-Plancher de l'étage courant de vide sanitaire au 6^{ème} étage

Tableau I.9. Evaluation des charges dans le plancher de vide sanitaire au 6^{ème} étage.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de répartition	0.100	0.90
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.003	0.54
Plancher à corps creux (20+4)	0.240	3.30
Enduit de plâtre	0.020	0.20

La charge permanente total : $G = 5.78 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

I.4.3. Les balcons

Tableau I.10. Evaluation des charges dans le balcon

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.140	3.50
Carrelage	0.020	0.35
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.030	0.54
Enduit en plâtre	0.015	0.27

La charge permanente total : $G = 5,06 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

I.4.4.Mur extérieur (double parois en briques creuses)

Tableau I.11. Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.27
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	/
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27

La charge permanente total : $G=2,79 \text{ KN/m}^2$

I.4.5.Mur de séparation intérieur (double paroi)

Tableau I.12. Evaluation des charges dans les murs intérieurs

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	/
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.15

La charge permanente total : $G=2,55 \text{ KN/m}^2$

I.4.6.Les escaliers :**❖ Escalier droit à deux et trois volées**

Tableau I.13. Evaluation des charges dans l'escalier droit à deux et trois volées

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontale	0.02	0.44
Carrelage verticale	/	0.249
Mortier de pose horizontale	0.02	0.40
Mortier de pose verticale	/	0.226
Enduit de ciment	0.02	0.33

Paillasse	0.15	4.00
Marche	/	1.87

La charge permanente total : $G=8,15 \text{ KN/m}^2$

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

❖ Palier pour l'escalier droit

Tableau I.14. Evaluation des charges dans Palier pour l'escalier droit

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Palier	0.15	3.75
Enduit de ciment	0.02	0.33

La charge permanente total : $G=5,28 \text{ KN/m}^2$

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

I.5. Descende de charge

C'est le chemin suivi par les différentes actions pour passer du poteau le plus haut jusqu'au poteau le plus bas de la structure (voir fig. I.17)

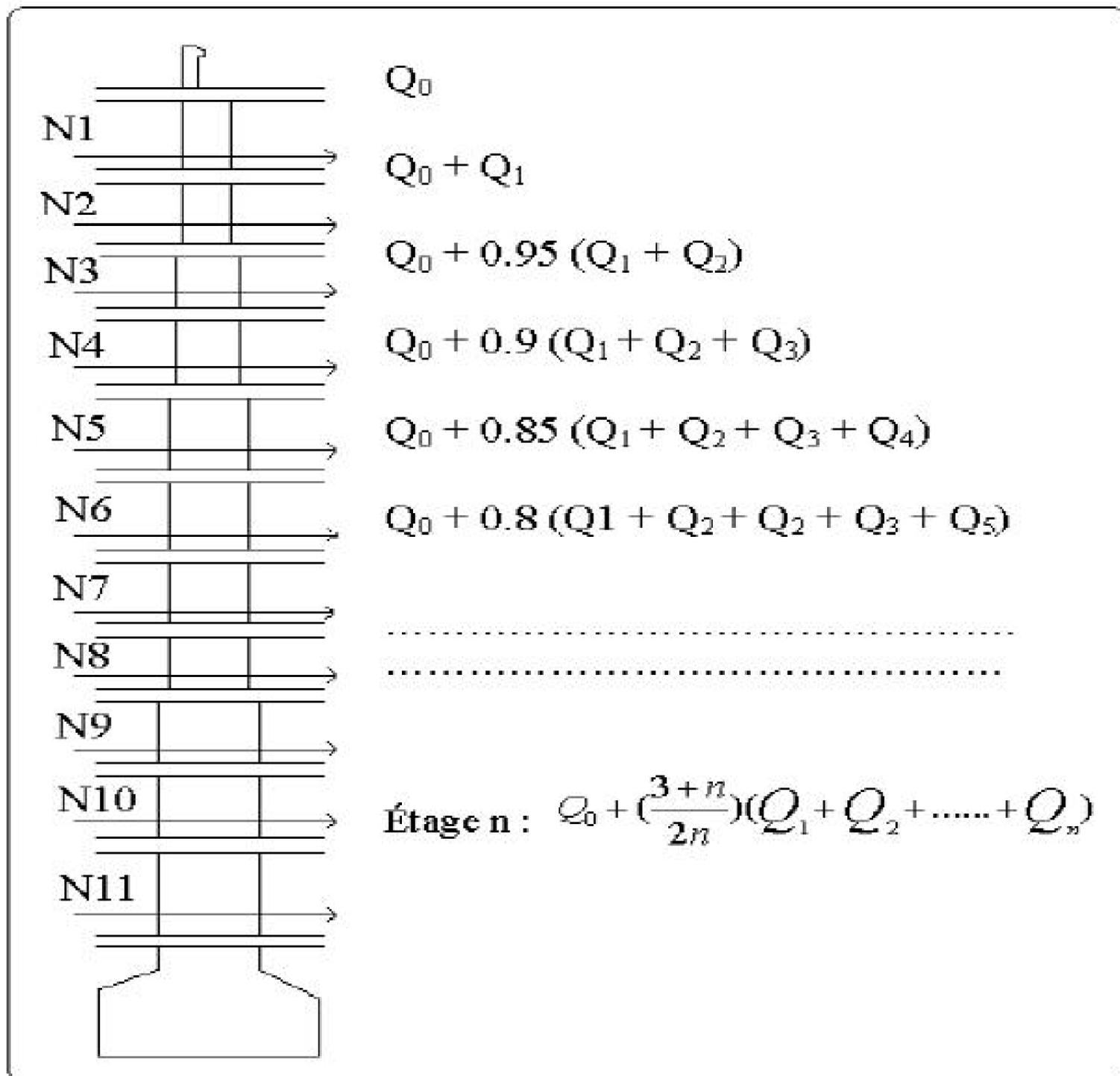


Fig. I.17. Schéma de dégression des surcharges

Pour le calcul de la descente de charge on a choisit les trois poteaux suivants :

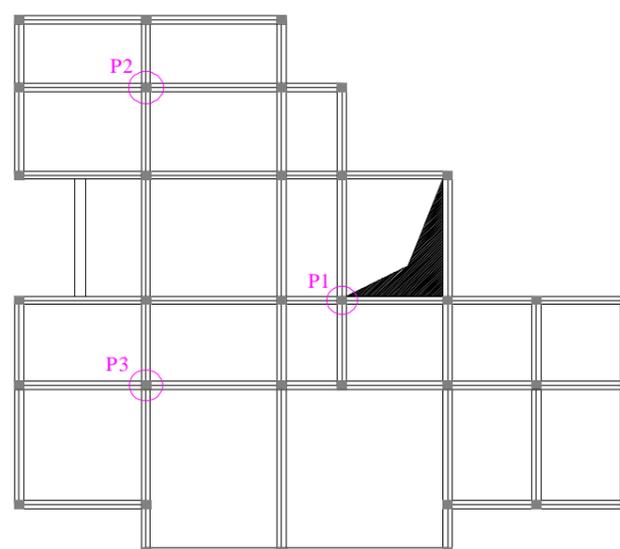


Fig. I.18. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de surcharge

- ✓ **P1** : pour ça grande surface afférente et aussi il prend un quart d'escalier
- ✓ **P2** : pour ça grande surface afférente
- ✓ **P3** : pour ça grande surface afférente

a- Poteau (1) au niveau de la cage d'escalier au RDC

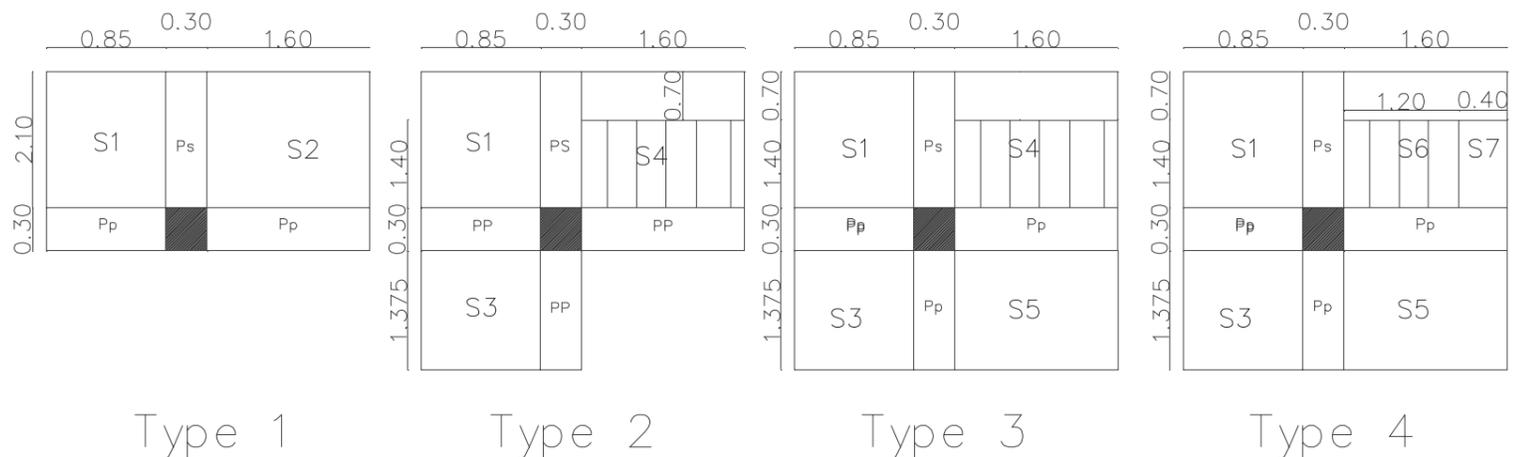


Fig. I.19. Surface afférente des différents niveaux

- **Type 1** : pour la terrasse inaccessible.
- **Type 2** : pour les planchers de 7^{ème} au 10^{ème} étage.
- **Type 3** : pour les planchers de RDC au 6^{ème} étage :
- **Type 4** : pour le plancher de vide sanitaire :

❖ **Les surfaces afférentes**

Tableau I.15. Evaluation des surfaces afférentes pour P1

S1 (m ²)	S2 (m ²)	S3 (m ²)	S4 (m ²) La volée	S5 (m ²)	S6 (m ²) La volée	S7 (m ²) Le palier
1.785	3.36	1.168	2.24	2.20	1.68	0.56

❖ **Les charges et surcharges**

- **Type 1 (pour la terrasse inaccessible)**

Terrasse inaccessible: $G=5.09 \times (S1+S2) = 26.18 \text{ KN}$

$$Q=1 \times (S1+S2) = 5.14 \text{ KN}$$

L'acrotère : $G = 25 \times 2.75 \times 0.065 = 4.47 \text{ KN}$

Les poutres principales +secondaires : $G=25 \times [2.75 \times 0.3 \times 0.4 + 2.1 \times 0.3 \times 0.35] = 13.76 \text{ KN}$

- **Type 2 (pour le plancher de 10^{ème} étage)**

Terrasse accessible: $G=4.7 \times S3 = 5.49 \text{ KN}$

$$Q=1.5 \times S3=1.75 \text{ KN}$$

Plancher à corps creux (16+4) : $G = 5.33 \times S1 = 5.51 \text{ KN}$

$$Q=1.5 \times S1=2.67 \text{ KN}$$

L'acrotère: $G = 25 \times 1.375 \times 0.115 = 3.95 \text{ KN}$

Escaliers: $G=8.15 \times S4=18.25 \text{ KN}$

$$Q=2.5 \times S4=5.6 \text{ KN}$$

Les poutres principales +secondaires : $G=25 \times [4.125 \times 0.3 \times 0.4 + 2.1 \times 0.3 \times 0.35] = 17.88 \text{ KN}$

Mur extérieure: $G=2.66 \times 2.79 \times 2.45 = 18.18 \text{ KN}$

- **Type 2 (pour les planchers de 7^{ème} au 9^{ème} étage)**

Plancher à corps creux (16+4) : $G = 5.33 \times (S1+S3) = 5.33 \text{ KN}$

$$Q=1.5 \times (S1+S3) = 4.43 \text{ KN}$$

Escaliers: $G=8.15 \times S4=18.25 \text{ KN}$

$$Q=2.5 \times S4=5.6 \text{ KN}$$

Les poutres principales +secondaires : $G=25 \times [4.125 \times 0.3 \times 0.4 + 2.1 \times 0.3 \times 0.35] = 17.88 \text{ KN}$

Mur extérieure + intérieure: $G=2.66 \times [2.79 \times 2.97 + 0.85 \times 2.55] = 27.75 \text{ KN}$

- **Type 3 (pour le plancher de 6^{ème} étage)**

Terrasse accessible: $G=5.15 \times S5 = 11.33 \text{ KN}$

$$Q=1.5 \times S3=3.3 \text{ KN}$$

Plancher à corps creux (20+4) : $G = 5.78 \times (S1+S3) = 17.06 \text{ KN}$

$$Q=1.5 \times (S1+S3) = 4.43 \text{ KN}$$

Escaliers: $G=8.15 \times S4=18.25 \text{ KN}$

$$Q=2.5 \times S4=5.6 \text{ KN}$$

Les poutres principales +secondaires : $G=25 \times [4.125 \times 0.3 \times 0.4 + 2.1 \times 0.3 \times 0.35] = 17.88 \text{ KN}$

Mur extérieure + intérieure: $G=2.61 \times [2.79 \times 2.97 + 0.85 \times 2.55] = 27.23 \text{ KN}$

- **Type 3 (pour les planchers de RDC au 5^{ème} étage)**

Plancher à corps creux (20+4) : $G = 5.78 \times (S1+S3+S5) = 29.78 \text{ KN}$

$$Q=1.5 \times (S1+S3+S5) = 7.43 \text{ KN}$$

Escaliers: $G=8.15 \times S4=18.25 \text{ KN}$

$$Q=2.5 \times S4=5.6 \text{ KN}$$

Les poutres principales +secondaires : $G=25 \times [4.125 \times 0.3 \times 0.4 + 2.1 \times 0.3 \times 0.35] = 17.88 \text{ KN}$

Mur intérieure: $G=2.61 \times 2.97 \times 2.55 = 19.75 \text{ KN}$

- **Type 4 (pour le plancher de vide sanitaire)**

Plancher à corps creux (20+4): $G = 5.78 \times (S1+S3+S5) = 29.78 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 \times (S1+S3+S5) = 7.43 \text{ KN}$$

Escaliers:

La volée: $G = 8.15 \times S6 = 13.69 \text{ KN}$

$$Q = 2.5 \times S4 = 4.2 \text{ KN}$$

Palier: $G = 5.28 \times S7 = 2.95 \text{ KN}$

$$Q = 2.5 \times S7 = 1.4 \text{ KN}$$

Les poutres principales +secondaires : $G = 25 \times [4.125 \times 0.3 \times 0.4 + 2.1 \times 0.3 \times 0.35] = 17.88 \text{ KN}$

Mur intérieure: $G = 2.61 \times 2.97 \times 2.55 = 19.75 \text{ KN}$

Les poteaux

Pour 9^{ème} et 10^{ème} : $G = 25 \times 2.66 \times 0.35 \times 0.35 = 8.14 \text{ KN}$

Pour 7^{ème} au 8^{ème} : $G = 25 \times 2.66 \times 0.4 \times 0.4 = 10.64 \text{ KN}$

Pour 6^{ème} : $G = 25 \times 2.61 \times 0.4 \times 0.4 = 10.44 \text{ KN}$

Pour 3^{ème} au 5^{ème} : $G = 25 \times 2.61 \times 0.45 \times 0.45 = 13.21 \text{ KN}$

Pour V.S au 2^{ème} : $G = 25 \times 2.61 \times 0.5 \times 0.5 = 16.31 \text{ KN}$

Tableau I.16.Descente de charge du poteau P1

Niv	Eléments	G(KN)	Q(KN)	Q _{cu} (KN)	N _U (KN)
N₀	- Terrasse inaccessible	26.18	5.14		
	- L'acrotère	4.47	/		
	- Poutres principale+secondaires	13.76	/		
	- Poteau	8.14	/		
	Totale	52.55	5.14	5.14	67.66
N₁	- Venant de N ₀	52.55			
	- Terrasse accessible	5.49	1.57		
	- Plancher étage courant (16+4)	5.51	2.67		
	- L'acrotère	3.95	/		
	- L'escalier	18.25	5.6		
	- Poutres principale+secondaires	17.88	/		
	- Poteau	8.14	/		
	- Murs extérieure	18.18	/		
	- Totale	129.95	9.79	14.93	186.83

N₂	- Venant de N ₁	129.95			
	- Plancher étage courant (16+4)	5.33	4.43		
	- L'escalier	18.25	5.6		
	- Poutres principale+secondaires	17.88	/		
	- Poteau	8.14	/		
	- Murs extérieure + intérieure	27.75	/		
	- Totale	207.30	10.03	23.96	304.80
N₃	- Venant de N ₂	207.30			
	- Plancher étage courant (16+4)	5.33	4.43		
	- L'escalier	18.25	5.6		
	- Poutres principale+secondaires	17.88	/		
	- Poteau	10.64	/		
	- Murs extérieure + intérieure	27.75	/		
	Totale	287.15	10.03	32.00	424.66
N₄	- Venant de N ₃	287.15			
	- Plancher étage courant (16+4)	5.33	4.43		
	- L'escalier	18.25	5.6		
	- Poutres principale+secondaires	17.88	/		
	- Poteau	10.64	/		
	- Murs extérieure + intérieure	27.75	/		
	Totale	367.00	10.03	39.03	543.00
N₅	- Venant de N ₄	367.00			
	- Terrasse accessible	11.33	3.3		
	- Plancher étage courant (20+4)	17.06	4.43		
	- L'escalier	18.25	5.6		
	- Poutres principale+secondaires	17.88	/		
	- Poteau	10.44	/		
	- Murs extérieure+ intérieure	27.23	/		
Totale	469.19	13.33	47.70	693.97	
N₆	- Venant de N ₅	469.19			
	- Plancher étage courant (20+4)	29.78	7.43		
	- L'escalier	18.25	5.6		
	- Poutres principale+secondaires	17.88	/		

	- Poteau	13.21	/		
	- Murs intérieure	19.75	/		
	Totale	568.06	13.03	54.82	838.12
N₇	- Venant de N ₆	568.06			
	- Plancher étage courant (20+4)	29.78	7.43		
	- L'escalier	18.25	5.6		
	- Poutres principale+secondaires	17.88	/		
	- Poteau	13.21	/		
	- Murs intérieure	19.75	/		
	Totale	666.93	13.03	61.73	981.96
N₈	- Venant de N ₇	666.93			
	- Plancher étage courant (20+4)	29.78	7.43		
	- L'escalier	18.25	5.6		
	- Poutres principale+secondaires	17.88	/		
	- Poteau	13.21	/		
	- Murs intérieure	19.75	/		
	Totale	765.80	13.03	68.55	1125.66
N₉	- Venant de N ₈	765.80			
	- Plancher étage courant (20+4)	29.78	7.43		
	- L'escalier	18.25	5.6		
	- Poutres principale+secondaires	17.88	/		
	- Poteau	16.31	/		
	- Murs intérieure	19.75	/		
	Totale	867.77	13.03	74.65	1272.47
N₁₀	- Venant de N ₉	867.77			
	- Plancher étage courant (20+4)	29.78	7.43		
	- L'escalier	18.25	5.6		
	- Poutres principale+secondaires	17.88	/		
	- Poteau	16.31	/		
	- Murs intérieure	19.75	/		
	Totale	969.74	13.03	82.07	1421.26
N₁₁	- Venant de N ₁₀	969.74			
	- Plancher étage courant (20+4)	29.78	7.43		

- L'escalier	18.25	5.6		
- Poutres principale+secondaires	17.88	/		
- Poteau	16.31	/		
- Murs intérieure	19.75	/		
Totale	107171	13.03	88.70	1568.87

b - Poteau (2) au niveau de RDC au 10^{ème} étage

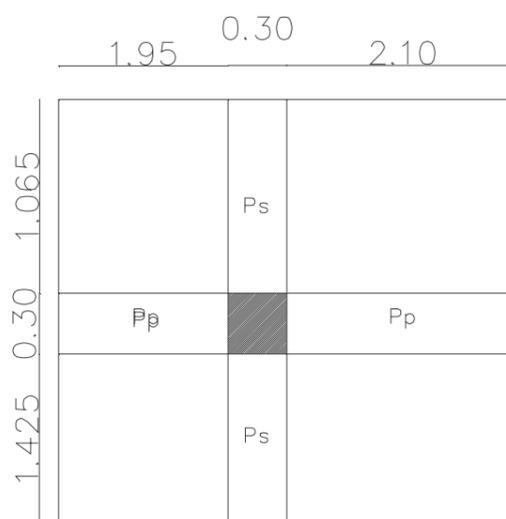


Fig. I.20. Surface afférente des différents niveaux

❖ **Calcul de la surface afférente**

$$S = (2.10 \times 1.425) + (1.95 \times 1.425) + (1.065 \times 1.95) + (2.10 \times 1.065) = 10.08 \text{ m}^2$$

❖ **Les charges et surcharges :**

- plancher terrasse accessible : $G = 4.7 \times 10.08 = 47.37 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 \times 10.08 = 15.12 \text{ KN}$$

- Les poutres principales +secondaires : $G = 25 \times [4.35 \times 0.3 \times 0.4 + 2.49 \times 0.3 \times 0.35] = 19.58 \text{ KN}$

- planchers de 7^{ème} au 9^{ème} étage (16+4): $G = 5.33 \times 10.08 = 53.72 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 \times 10.8 = 15.12 \text{ KN}$$

- planchers de vide sanitaire au 6^{ème} étage (20+4): $G = 5.78 \times 10.08 = 58.26 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 \times 10.8 = 15.12 \text{ KN}$$

- Les poutres principales +secondaires : $G = 25 \times [4.35 \times 0.3 \times 0.45 + 2.49 \times 0.3 \times 0.40] = 22.15 \text{ KN}$

- Les poteaux

Pour 9^{ème} et 10^{ème} : $G = 25 \times 2.66 \times 0.35 \times 0.35 = 8.14 \text{ KN}$

Pour 7^{ème} et 8^{ème} : $G = 25 \times 2.66 \times 0.4 \times 0.4 = 10.64 \text{ KN}$

Pour 6^{ème} : $G = 25 \times 2.61 \times 0.4 \times 0.4 = 10.44 \text{ KN}$

Pour 3^{ème} au 5^{ème} : $G = 25 \times 2.61 \times 0.45 \times 0.45 = 13.21 \text{ KN}$

Pour V.S au 2^{ème} : $G=25 \times 2.61 \times 0.5 \times 0.5 = 16.31$ KN

Tableau I.17.Descente de charge du poteau P2

Niv	Eléments	G(KN)	Q(KN)	Q _{cu} (KN)	N _U (KN)
N₀	- Terrasse accessible	47.37	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	19.58	/		
	- Poteau	8.14	/		
	Totale	75.09	15.12	15.12	113.06
N₁	- Venant de N ₀	75.09			
	- Plancher étage courant (16+4)	53.72	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	19.58	/		
	- Poteau	8.14	/		
Totale	148.39	15.12	30.24	245.68	
N₂	- Venant de N ₁	148.39			
	- Plancher étage courant (16+4)	53.72	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	19.58	/		
	- Poteau	10.64	/		
Totale	232.33	15.12	43.84	379.40	
N₃	- Venant de N ₂	232.33			
	- Plancher étage courant (16+4)	53.72	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	19.58	/		
	- Poteau	10.64	/		
Totale	316.27	15.12	55.94	510.87	
N₄	- Venant de N ₃	316.27			
	- Plancher étage courant (20+4)	58.26	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	22.15	/		
	- Poteau	10.44	/		
Totale	407.12	15.12	66.52	649.39	
N₅	- Venant de N ₄	407.12			
	- Plancher étage courant (20+4)	58.26	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	22.15	/		
	- Poteau	13.21	/		
Totale	500.74	15.12	75.60	789.39	

N₆	- Venant de N ₅	500.74			
	- Plancher étage courant (20+4)	58.26	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	22.15	/		
	- Poteau	13.21	/		
	Totale	594.36	15.12	83.16	927.11
N₇	- Venant de N ₆	594.36			
	- Plancher étage courant (20+4)	58.26	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	22.15	/		
	- Poteau	13.21	/		
	Totale	687.98	15.12	90.69	1064.80
N₈	- Venant de N ₇	687.98			
	- Plancher étage courant (20+4)	58.26	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	22.15	/		
	- Poteau	16.31	/		
	Totale	784.70	15.12	98.22	1206.67
N₉	- Venant de N ₈	784.70			
	- Plancher étage courant (20+4)	58.26	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	22.15	/		
	- Poteau	16.31	/		
	Totale	881.42	15.12	105.75	1225.94
N₁₀	- Venant de N ₉	881.42			
	- Plancher étage courant (20+4)	58.26	15.12		
	- Poutres principale+secondaires	22.15	/		
	- Poteau	16.31	/		
	Totale	978.14	15.12	113.40	1490.58

c - Poteau (3) au niveau de RDC au 10^{ème} étage

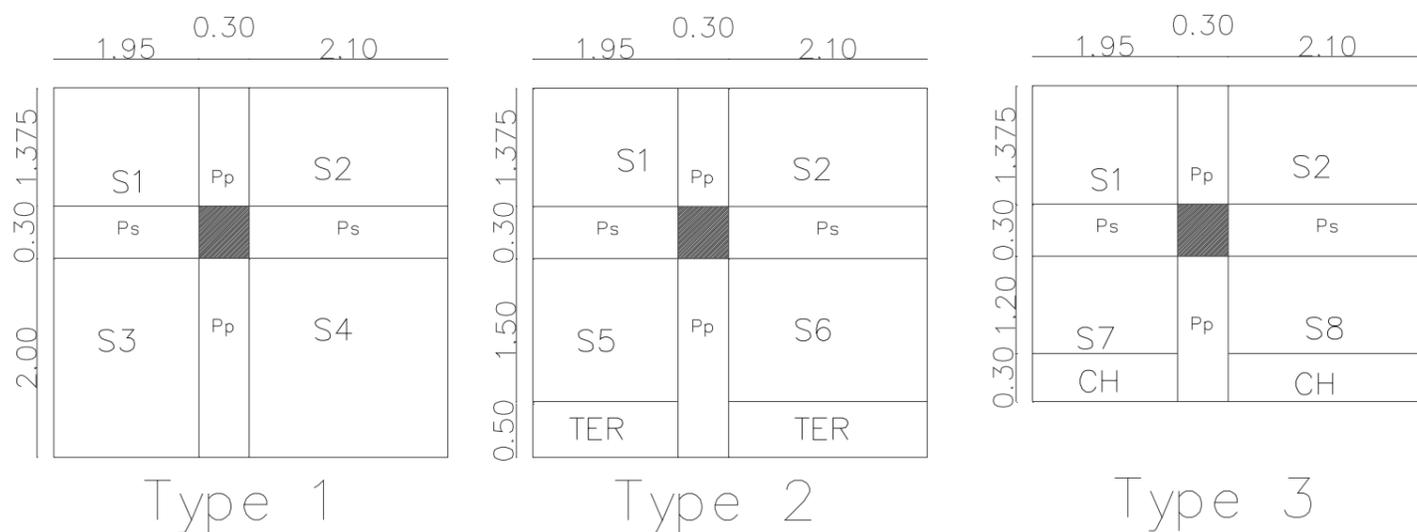


Fig. I.21. Surface afférente des différents niveaux

- **Type 1** : pour les planchers de vide sanitaire au 5^{ème} étage.
- **Type 2** : pour le plancher de 6^{ème} étage.
- **Type 3** : pour les planchers de 7^{ème} au 10^{ème} étage.

❖ **Calcul des surfaces afférentes**

Tableau I.18. Evaluation des surfaces afférentes pour P3

Type1 (S1+S2+S3+S4)	Type2 (S1+S2+S5+S6)	Type2(S _{TER})	Type3 (S1+S2+S7) et (S1+S2+S7+S8)	
13.66 m ²	11.64 m ²	2.02 m ²	7.90 m ²	10.42 m ²

❖ **Les charges et surcharges**

- **Type 1 (pour les planchers de vide sanitaire au 5^{ème} étage)**

Plancher à corps creux (20+4) : $G = 5.78 \times 13.66 = 78.95 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 \times 13.66 = 4.43 \text{ KN}$$

Les poutres principales +secondaires : $G = 25 \times [3.675 \times 0.3 \times 0.45 + 4.05 \times 0.3 \times 0.40] = 24.55 \text{ KN}$

- **Type 2 (pour le plancher de 6^{ème} étage)**

Terrasse accessible : $G = 5.15 \times 2.02 = 10.40 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 \times 2.02 = 3.03 \text{ KN}$$

Plancher à corps creux (20+4) : $G = 5.78 \times 11.64 = 67.27 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 \times 11.64 = 17.46 \text{ KN}$$

Les poutres principales +secondaires : $G = 25 \times [3.675 \times 0.3 \times 0.45 + 4.05 \times 0.3 \times 0.40] = 24.55 \text{ KN}$

Mur extérieure + intérieure: $G = 2.66 \times [2.79 \times 4.35 + 1.80 \times 2.55] = 44.51 \text{ KN}$

- Type 3 (pour les planchers de 7^{ème} au 10^{ème} étage)

Terrasse accessible : $G=4.7 \times 10.42 = 48.97 \text{ KN}$

$$Q=1.5 \times 10.42=15.63 \text{ KN}$$

Plancher à corps creux (16+4) : $G = 5.33 \times 7.9 = 42.10 \text{ KN}$

$$Q=1.5 \times 7.9 = 11.85 \text{ KN}$$

L'acrotère : $G = 25 \times 4.35 \times 0.115 = 12.50 \text{ KN}$

Les poutres principales +secondaires : $G=25 \times [3.175 \times 0.3 \times 0.4 + 4.05 \times 0.3 \times 0.35] = 20.15 \text{ KN}$

Poutre de chaînage : $G=25 \times 0.30 \times 0.35 \times 4.05 = 10.63 \text{ KN}$

Mur extérieure+intérieure: $G=2.66 \times [2.79 \times 4.35 + 1.80 \times 2.55] = 44.51 \text{ KN}$

Les poteaux:

Pour 9^{ème} et 10^{ème} : $G=25 \times 2.66 \times 0.35 \times 0.35 = 8.14 \text{ KN}$

Pour 7^{ème} au 8^{ème} : $G=25 \times 2.66 \times 0.4 \times 0.4 = 10.64 \text{ KN}$

Pour 6^{ème} : $G=25 \times 2.61 \times 0.4 \times 0.4 = 10.44 \text{ KN}$

Pour 3^{ème} au 5^{ème} : $G=25 \times 2.61 \times 0.45 \times 0.45 = 13.21 \text{ KN}$

Pour V.S au 2^{ème} : $G=25 \times 2.61 \times 0.5 \times 0.5 = 16.31 \text{ KN}$

Tableau I.19.Descente de charge du poteau P3

Niv	Elément	G(KN)	Q(KN)	Q _{cu} (KN)	N _U (KN)
N ₀	- Terrasse accessible	48.97	15.63		
	- L'acrotère	12.50	/		
	- Poutres principale+secondaires	20.15	/		
	- Poteau	8.14	/		
	- Poutre de chaînage	10.63	/		
	Totale	100.39	15.63	15.63	147.98
N ₁	- Venant de N ₀	100.39			
	- Plancher étage courant (16+4)	42.10	11.85		
	- Poutres principale+secondaires	20.15	/		
	- Poutre de chaînage	10.63	/		
	- Poteau	8.14	/		
	- Murs extérieure+intérieure	44.51	/		
Totale	217.78	11.85	27.48	335.22	
N ₂	- Venant de N ₁	217.78			
	- Plancher étage courant (16+4)	42.10	11.85		

	- Poutres principale+secondaires	20.15	/		
	- Poutre de chainage	10.63	/		
	- Poteau	10.64	/		
	- Murs extérieure+intérieure	44.51	/		
	Totale	345.81	11.85	38.14	524.05
N₃	- Venant de N ₂	345.81			
	- Plancher étage courant (16+4)	42.10	11.85		
	- Poutres principale+secondaires	20.15	/		
	- Poutre de chainage	10.63	/		
	- Poteau	10.64	/		
	- Murs extérieure+intérieure	44.51	/		
	Totale	473.84	11.85	47.62	711.11
N₄	- Venant de N ₃	473.84			
	- Terrasse accessible	10.40	3.03		
	- Plancher étage courant (20+4)	67.27	17.46		
	- Poutres principale+secondaires	24.55	/		
	- Poteau	10.44	/		
	- Murs extérieure+ intérieure	44.51	/		
	Totale	631.01	20.49	63.26	946.75
N₅	- Venant de N ₄	631.01			
	- Plancher étage courant (20+4)	78.95	20.49		
	- Poutres principale+secondaires	24.55	/		
	- Poteau	13.21	/		
	Totale	747.72	20.49	76.85	1124.69
N₆	- Venant de N ₅	747.72			
	- Plancher étage courant (20+4)	78.95	20.49		
	- Poutres principale+secondaires	24.55	/		
	- Poteau	13.21	/		
	Totale	864.43	20.49	88.39	1299.65
N₇	- Venant de N ₆	864.43			
	- Plancher étage courant (20+4)	78.95	20.49		
	- Poutres principale+secondaires	24.55	/		
	- Poteau	13.21	/		

	Totale	981.14	20.49	99.53	1473.83
N₈	- Venant de N ₇	981.14			
	- Plancher étage courant (20+4)	78.95	20.49		
	- Poutres principale+secondaires	24.55	/		
	- Poteau	16.31	/		
	Totale	1100.95	20.49	110.43	1651.92
N₉	- Venant de N ₈	1100.95			
	- Plancher étage courant (20+4)	78.95	20.49		
	- Poutres principale+secondaires	24.55	/		
	- Poteau	16.31	/		
	Totale	1220.76	20.49	121.18	1829.79
N₁₀	- Venant de N ₉	1220.76			
	- Plancher étage courant (20+4)	78.95	20.49		
	- Poutres principale+secondaires	24.55	/		
	- Poteau	16.31	/		
	Totale	1348.71	20.49	131.96	2007.71

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité ; on a trouvé que le poteau **Pg3** est le plus sollicité sous charges verticale :

$$G=1348.71 \text{ KN}$$

$$Q=131.96 \text{ KN}$$

Alors :

Selon le CBA93 (art .13.8.1.1) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime Nu à 10%, telle que :

$$Nu=1.1 (1.35G+1.5Q)$$

$$Nu=1.1 (1.35*1348.71 +1.5*131.96)$$

$$Nu=2220.57 \text{ KN}$$

I.5. vérification

- **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2220.57 \times 10^{-3} \times 1.5}{0.85 \times 25} = 0.16m^2$$

On a $B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2$.

$B = 0.25 \geq 0.16m^2$. Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications des poteaux à la compression pour tous les niveaux

Tableau I.20. Vérifications des poteaux à la compression simple

Niveaux	N _U (KN)	Section (cm ²)	Condition $B \geq B_{calculée}$.		Observation
			B (m ²)	B _{calculée} (m ²)	
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème}	2220.57	50x50	0.25	0.16	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	1817.11	45x45	0.20	0.11	vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	1041.42	40x40	0.16	0.07	vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	368.74	35x35	0.12	0.02	vérifiée

• **Vérification au flambement (art.8.2.1)**

D’après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivant :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b: coefficient de sécurité de béton.

γ_s: coefficient de sécurité des aciers.

α: Coefficient en fonction de l’élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l’élancement $\lambda = 3.46 \frac{l_f}{a}$.

l_f : Longueur de flambement.

l₀ : Hauteur libre du poteau.

Vérification du poteau de RDC

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.61 = 1.827m.$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2 .$$

$$\lambda = 3.46 \frac{1.827}{0.50} = 12.64 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.64}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2220.57 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.123m^2$$

Or nous avons

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.23m^2 > 0.122m^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications des poteaux au flambement pour tous les niveaux

Tableau I.21. Vérifications des poteaux à la compression simple

Niveaux	N _U (KN)	Section (cm ²)	Condition $Br \geq Br_{calculée}$.		Observation
			Br (m ²)	Br _{calculée} (m ²)	
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème}	2220.57	50x50	0.23	0.12	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	1817.11	45x45	0.18	0.1	vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	1041.42	40x40	0.14	0.06	vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	368.74	35x35	0.10	0.02	vérifiée

I.6. Conclusion

Après que nous avons finis le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toute les vérifications nécessaire, nous avons adopté pour les éléments ; les sections suivantes :

Les poutres principales : (30x45) cm² et (30x40) cm²

Les poutres secondaires : (30x40) cm² et (30x35) cm²

Poteaux de RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage : (50x50) cm²

Poteaux de 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages : (45x45) cm²

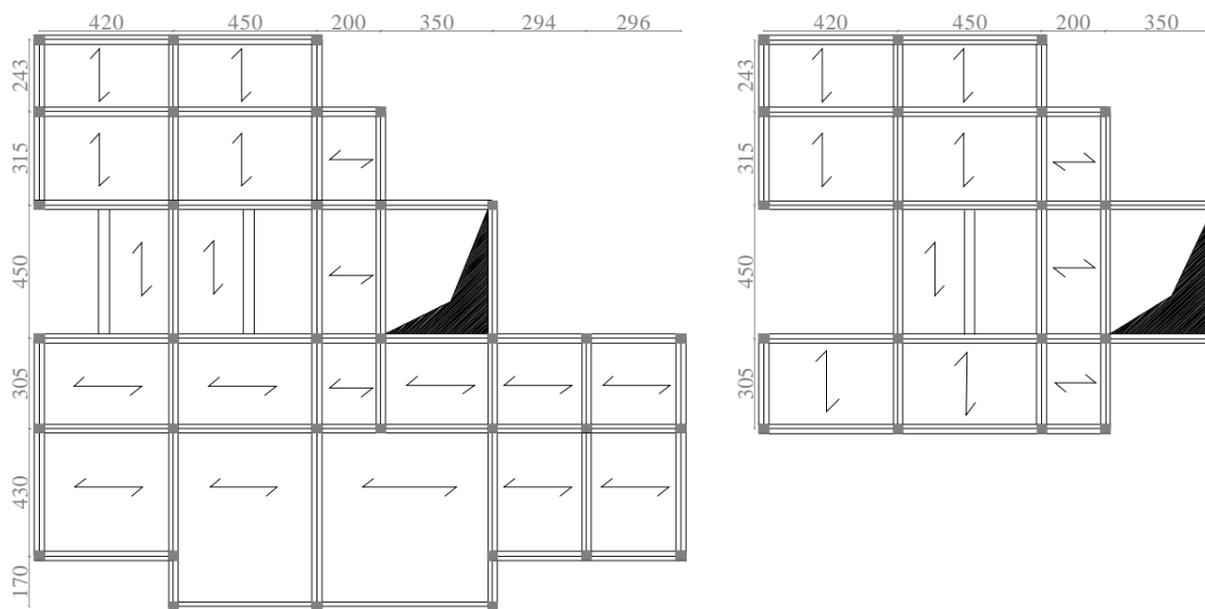
Poteaux de 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages : (40x40) cm²

Poteaux de 9^{ème} et 10^{ème} étages : (35x35) cm²

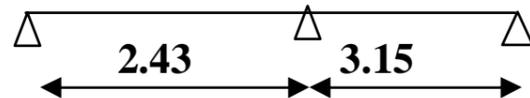
II.1.Calcul des planchers

II.1.1.Etude des poutrelles

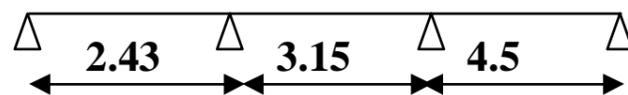
II.1.1.1.Différents types des poutrelles



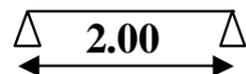
Type 1



Type 2



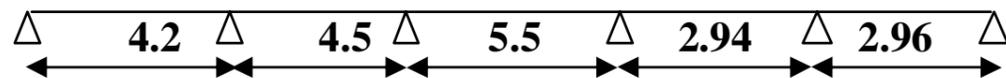
Type 3



Type 4



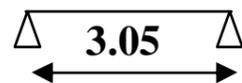
Type 5



Type 6



Type 7



Type 8



Fig. II.1. Les différents types des poutrelles

➤ **Plancher terrasse accessible**

Pour les types (1, 3, 7,8) on a :

$$Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$G=4.7\text{KN/m}^2$$

➤ **Plancher étage courant de 7^{ème} étage au 9^{ème} étage**

Pour les types (1, 3, 7,8) on a :

$$Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$G=5.33\text{KN/m}^2$$

➤ **Plancher étage courant de 6^{ème} étage**

Pour les types (1, 2, 3,4) on a :

$$Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$G=5.78\text{KN/m}^2$$

Et pour les types (5 ,6) on a : $G=5.15\text{KN/m}^2$

➤ **Plancher étage courant de vide sanitaire au 5^{ème} étage**

Pour les types (1, 2, 3, 4, 5,6) on a :

$$G=5.78 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

II.1.1.2.Méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge Q .Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant (M, V) par la méthode de RDM (méthode des 3 moments) pour les éléments (poutre continue) on utilise :

- la méthode forfaitaire
- la méthode de Caquot

a. La méthode forfaitaire

a.1.Condition d'applications

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5)\text{KN} / \text{m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée
- Fissuration peu nuisible

a.2. Exposée de la méthode

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ avec : α Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q + G}$

✓ **Moment sur appuis**

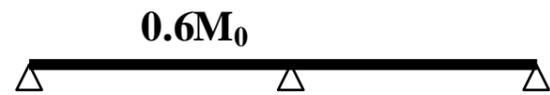
- **Appuis de rive**

Sur les appuis de rive les moments sont nuls, cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(- 0,15 * M_0)$.

- **Appuis intermédiaires**

Poutres sur deux travées

Les moments sont de l'ordre de $(-0.6 * M_0)$



Poutres à plus de deux travées



Ces moment sont de l'ordre de : $(- 0.5 * M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive $(-0.4 * M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré

$$M_0 = \frac{q * L^2}{8}$$

✓ **Moment en Travées**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

À l'ELU

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée

a.3.Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées

- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées

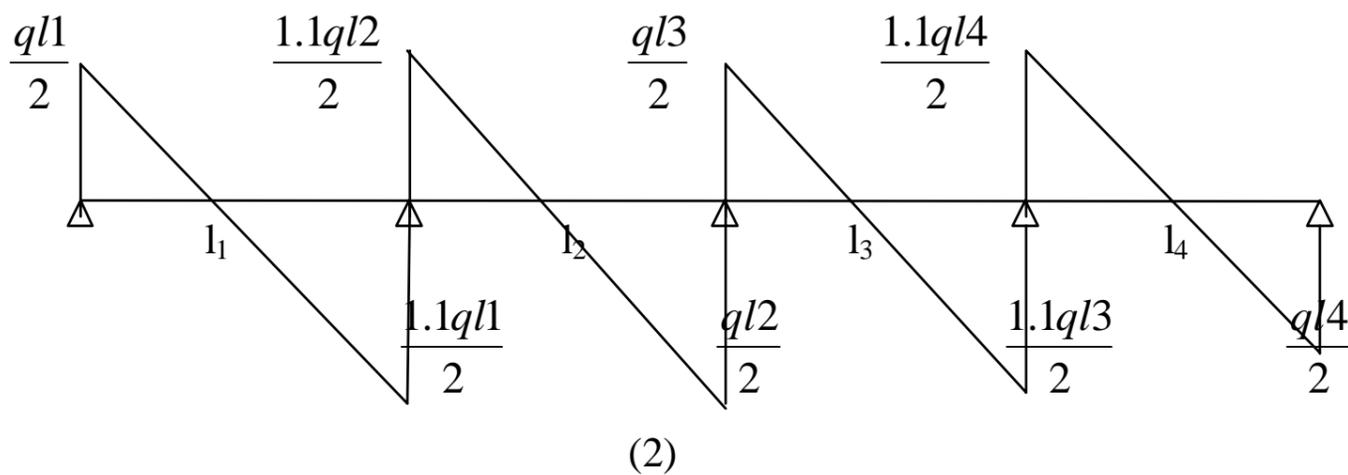
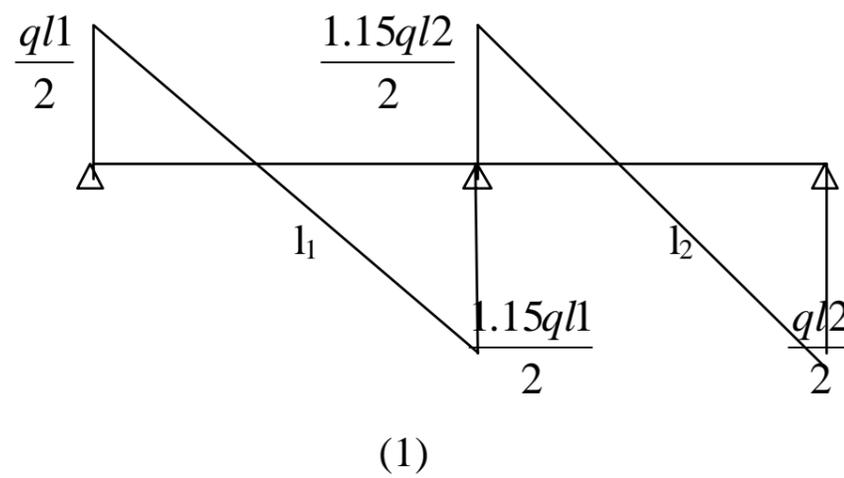


Fig. II.2. Evaluation des efforts tranchants (1,2)

b. La méthode de Caquot

b.1. Condition d'applications

Cette méthode est appliquée essentiellement au plancher à surcharge élevé c'est -adire: $Q > \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

b.2. Exposée de la méthode

Elle est basée sur la méthode des 3 moments que Caquot a adapté aux éléments en béton armé, on prend on considération les deux points suivant :

- La variation du moment d'inertie de la poutre continue d'une travée à une autre due à la variation de la longueur de la table de compression.
- L'amortissement de l'effet des chargements des poutres en béton armé.

✓ **Moment en appuis**

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Avec : $l' = 0.8 * l$: Pour une travée intermédiaire

$l' = l$: Pour une travée de rive

✓ **moments en travées**

$$M(x) = M_0(x) + M_g * (1 - \frac{x}{l}) + M_d * \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{q_u * x}{2} * (l - x)$$

$$\text{Avec : } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u * l_i}$$

b.3. Evaluation des efforts tranchants

On utilise la méthode de la RDM :

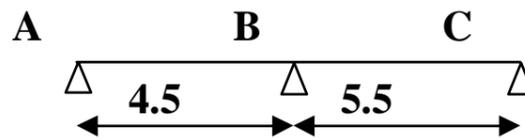
$$V = V_0 - \frac{Mg - Md}{l}$$

Remarque

Si la condition 2,3 ou 4 des conditions forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

Dans ce cas, les calculs sont faits de la même manière que la méthode de Caquot, sauf au niveau des appuis les moments sont calculés on remplaçant (G) par (G') avec G'=2/3*G

II.1.1.3.Exemple de calcul pour Type 6 (deux travées)



On a: G=5.15KN/m et Q=1.5KN/m

$$q_u = 5.98 \text{KN/m}$$

$$q_s = 4.32 \text{KN/m}$$

1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- 1) $Q = 1.5 \text{KN/m}^2 \leq \min(10.30 \text{KN/m}^2 ; 5 \text{KN/m}^2)$vérifié
- 2) $4.5/5.5 = 0.81 > 0.8$vérifié
- 3) les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées.....vérifié
- 4) la fissuration est peu nuisible.....vérifié

Donc la méthode forfaitaire est applicable

2. Calcul des sollicitations

➤ **Les moments isostatiques**

A l'ELU

$$\text{Travée AB : } M_0 = \frac{5.98 * 4.5^2}{8} = 15.13 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0 = \frac{5.98 * 5.5^2}{8} = 22.61 \text{KN.m}$$

A l'ELS

$$\text{Travée AB : } M_0 = \frac{4.32 \cdot 4.5^2}{8} = 10.93 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0 = \frac{4.32 \cdot 5.5^2}{8} = 16.33 \text{KN.m}$$

➤ **Moments En appuis**- **Appui de rive**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif $M = -0.15 \cdot M_0$

A l'ELU

$$M_A = M_C = -0.15 \cdot 22.61 = -3.39 \text{KN.m}$$

A l'ELS

$$M_A = M_C = -0.15 \cdot 16.33 = -2.44 \text{KN.m}$$

- **Appui intermédiaire****A l'ELU**

$$M_B = -0.6 \cdot M_{02} = -0.6 \cdot 22.61 = -13.56 \text{KN.m}$$

$$M_b = -0.6 \cdot M_{02} = -0.6 \cdot 16.33 = -9.79 \text{KN.m}$$

➤ **Moments en travées**

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1.5 / (1.5 + 5.15) = 0.225$$

$$\alpha = 0.225 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.067 & \text{travée intermédiaire} \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.267 & \text{travée de rive} \end{cases}$$

- **Travée AB****A l'ELU**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.067 \cdot 15.13 + \frac{13.56}{2} \Rightarrow M_t \geq 22.92 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.267}{2} \times 15.13 = 9.58 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } M_t = 22.92 \text{KN.M}$$

A I' ELS

$$\begin{cases} M_t \geq 16.55 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 6.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc: $M_t = 16.55 \text{ KN.M}$

- Travée BC**A I'ELU**

$$\begin{cases} M_t \geq 30.90 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 14.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\Rightarrow M_t = 30.90 \text{ KN.m}$

A I' ELS

$$\begin{cases} M_t \geq 24.20 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 10.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les efforts tranchants**À L'ELU****- Travée AB**

$$V_A = \frac{5.98 * 4.5}{2} = 13.45 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 * 13.45 = -15.46 \text{ KN}$$

- Travée BC

$$V_B = \frac{1.15 * 5.98 * 5.5}{2} = 18.91 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{5.98 * 5.5}{2} = -16.44 \text{ KN}$$

3. Récapitulation des résultats des différents types des poutrelles

Tableau II.1. Sollicitation à l'ELU des différents types de poutrelles

Type de poutrelle		$M^t_{\max}(\text{KN.m})$	$M^a_{\max}(\text{KN.m})$	V_{\max}
Plancher de vide sanitaire au 5^{eme} étage	Type 1	5.94	4.65	11.76
	Type 2	12.47	8.68	12.76
	Type 3	5.03	0.75	10.05
	Type 4	10.42	8.28	16.16
	Type 5	15.50	12.34	19.75
	Type 6	33.35	14.81	20.65

Plancher de 6^{ème} étage	Type 1	5.94	4.65	11.76
	Type 2	12.47	8.68	12.76
	Type 3	5.03	0.75	10.05
	Type 4	14.42	8.28	16.16
	Type 5	14.32	11.305	18.08
	Type 6	30.90	13.53	18.91
Plancher de 7^{ème} au 9^{ème} étage	Type 1	5.56	4.39	11.04
	Type 3	4.72	0.70	9.44
	Type 7	10.16	5.50	13.33
	Type 8	9.38	6.20	13.82
Terrasse accessible de 10^{ème} étage	Type 1	5.05	4.03	10.06
	Type 3	4.29	0.64	8.59
	Type 7	9.26	5.11	12.09
	Type 8	8.48	5.70	12.58

II.1.1.4.Ferraillage

❖ Ferraillage de vide sanitaire au 5^{ème} étage

1. Les sollicitations

$$M_t \max = 33.35 \text{ KN.m (l'ELU)}$$

$$M_t \max = 24.15 \text{ KN.m (l'ELS)}$$

$$M_a^r \max = 3.70 \text{ KN.m. (L'ELU)}$$

$$M_a^r \max = 2.68 \text{ KN.m (l'ELS)}$$

$$M_a^{\text{int}} \max = 14.81 \text{ KN.m. (L'ELU)}$$

$$M_a^{\text{in}} \max = 10.72 \text{ KN.m (l'ELS)}$$

$$V \max = 20.65 \text{ KN.m.}$$

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

- si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression,

donc la section sera calculée comme une section rectangulaire (b*h)

- si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T

2. Calcul à l'ELU

❖ En travée

$$M_t \max = 33.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = f_{bu} * b * \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 * 10^3 * 0.54 * 0.04 * \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 61.34 \text{KN.m}$$

$$M_{t \max} < M_{tu}$$

D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b * h) = (46 * 24) \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{33.35 * 10^{-3}}{14.2 * 0.46 * 0.22^2} = 0.105 < 0.186$$

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

$$\text{On a: } \mu_l = 0.3916 : \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{Z * f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.105}) = 0.139$$

$$Z = 0.22 * (1 - 0.4 * 0.139) = 0.209 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{33.35 * 10^{-3}}{348 * 0.209} = 4.58 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 4.58 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.46 * 0.22 * 2.1}{400} = 1.22 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$\text{Soit : } A_t = 3T14 = 4.62 \text{cm}^2$$

❖ **En appuis**

a. Appuis intermédiaires

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire

$$b_0 * h = (12 * 24)$$

$$M_a^{\text{int}} = 14.81 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{14.81 * 10^{-3}}{0.12 * 0.22^2 * 14.2} = 0.175$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.3916 : \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.175}) = 0.248$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.248) = 0.198 \text{ m}$$

$$A = \frac{14.81 \times 10^{-3}}{348 \times 0.198} = 2.14 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.31 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}} = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a^{\text{int}} = 2\text{T}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

b. Appuis de rive

Calcul de section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12 × 24)

$$M_a^r = 3.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^r}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.70 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.048$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.022) = 0.215 \text{ m}$$

$$A_r = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{3.70 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 0.49 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.31 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}} = 0.49$$

$$\text{Soit : } A_a^r = 1\text{T}8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

3. Vérification à l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 20.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{20.65 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.783 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Choix des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 14 \right) = 6.85 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

- **L'espacement**

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40cm) = 19.80cm \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 47.5cm \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 99.34cm \end{cases}$$

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification à l'effort tranchant**

a. Vérification des A_l à V_u

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(20.65 \times 10^{-3} - \frac{14.81 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22} \right) = -1.55cm$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u

Appui de rive

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u=0$.

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 20.65 \times 10^{-3} = 0.59cm^2$$

$$A_l \geq 0.39cm^2$$

Or : $A_l = 3T14+1T8 = 5.12 \text{ cm}^2$

$$A_l = 5.12cm^2 > 0.59 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{20.65 \times 10^{-3} \left(\frac{0.46 - 0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.22 \times 0.46 \times 0.04} = 0.96MPa$$

$$\tau_u = 0.96 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

4. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire dans les aciers.

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite de compression du béton**

1. En travée

$$M_t = 24.15 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b}{2} * h_0^2 - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.54 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 4.62 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -8.15 \times 10^{-4}$$

L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera pour une section en T

$$\left[\frac{b}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad \right] = 0.$$

$$0.23 \times y^2 + 6.93 \times 10^{-3} \times y - 1.52 \times 10^{-3} = 0$$

$$Y = 0.063 \text{ m}$$

Le moment d'inertie I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - 15A(d - y)^2 = 2.15 \times 10^{-4}$$

$$I = 21500 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{24.15 \times 10^{-3}}{2.15 \times 10^{-4}} \times 0.067 = 7.07 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 7.07 \text{ MPA} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ vérifiée

2. En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 10.72 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A'=0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$0.06y^2 + 3.21 \times 10^{-3} y - 7.06 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 0.084m$$

$$I = 8.30 \times 10^{-5} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.72 \times 10^{-3}}{8.30 \times 10^{-5}} 0.084 = 10.84 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 10.84 MPA < \overline{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \dots\dots\dots vérifiée$$

➤ Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{550} = 0.043 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une

vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} = \frac{550}{5000} = 1.05 cm$$

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

f_{ij} : 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**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times 0.67$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times 0.67$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times 0.67$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre

$$y = 0.063 \text{ m}$$

Moment d'inertie

$$I = 21500 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.07}{10 \times 22} = 0.0175$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{(2 + 3 \frac{0.1}{0.54}) 0.0115} = 3.57$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.43$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

Inerties fictives (I_f)

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

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

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

Evaluation des flèches

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.30 = 2.14 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.78 = 3.75 \text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.78 + 1.5) = 4.73 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times 0.67 = 7.22 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times 0.67 = 12.65 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times 0.67 = 15.97 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{8.09 \times 10^{-3}}{4.62 \times 10^{-4} \times \left(0.22 - \frac{0.063}{2}\right)} = 88.61 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{14.10 \times 10^{-3}}{4.62 \times 10^{-4} \times \left(0.12 - \frac{0.063}{2}\right)} = 155.21 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{17.88 \times 10^{-3}}{4.62 \times 10^{-4} \times \left(0.12 - \frac{0.063}{2}\right)} = 195.84 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 0.55$$

$$\mu_g = 0.71$$

$$\mu_p = 0.76$$

$$If_{ij} = 33816.73 \text{mm}$$

$$If_{ig} = 29129.91 \text{mm}$$

$$If_{ip} = 27920.64 \text{mm}$$

$$If_{vg} = 46165.31 \text{mm}$$

$$f_{ji} = 1.442.24 \text{mm}$$

$$f_{gi} = 4.57mm$$

$$f_{pi} = 6.02mm$$

$$f_{vg} = 8.66mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 8.66 - 2.24 + 6.02 - 4.57 = 7.91mm$$

$$\Delta f = 7.91mm < f_{adm} = 10.5mm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Pour les autres types de poutrelles, leur ferrailage est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.2. Récapitulation de ferrailage des poutrelles

poutrelles		armatures longitudinales (cm ²)		Armature transversale (cm ²)
		Section calculée	Section adopte	
Plancher de vide sanitaire au 5 ^{eme} étage	Appui de rive	0.49	1T8=0.50	2φ6=0.54
	Appui intermédiaire	2.14	2T12=2.26	2φ6=0.54
	travée	4.62	3T14=4.62	2φ6=0.54
Plancher de 6 ^{eme} étage	Appui de rive	0.45	1T8=0.5	2φ6=0.54
	Appui intermédiaire	1.94	2T12=2.26	2φ6=0.54
	travée	4.26	3T14=4.62	2φ6=0.54
Plancher de 7 ^{eme} étage au 9 ^{eme}	Appui de rive	0.28	1T8=0.50	2φ6=0.54
	Appui intermédiaire	1.61	2T12=2.26	2φ6=0.54
	travée	1.84	2T10+1T8=2.07	2φ6=0.54
Terrasse accessible de 10 ^{eme} étage	Appui de rive	0.26	1T8=0.50	2φ6=0.54
	Appui intermédiaire	1.39	2T10=1.57	2φ6=0.54
	travée	1.70	2T10+1T8=2.07	2φ6=0.54

❖ Schéma de ferrailage des poutrelles de vide sanitaire au 5^{ème} étage

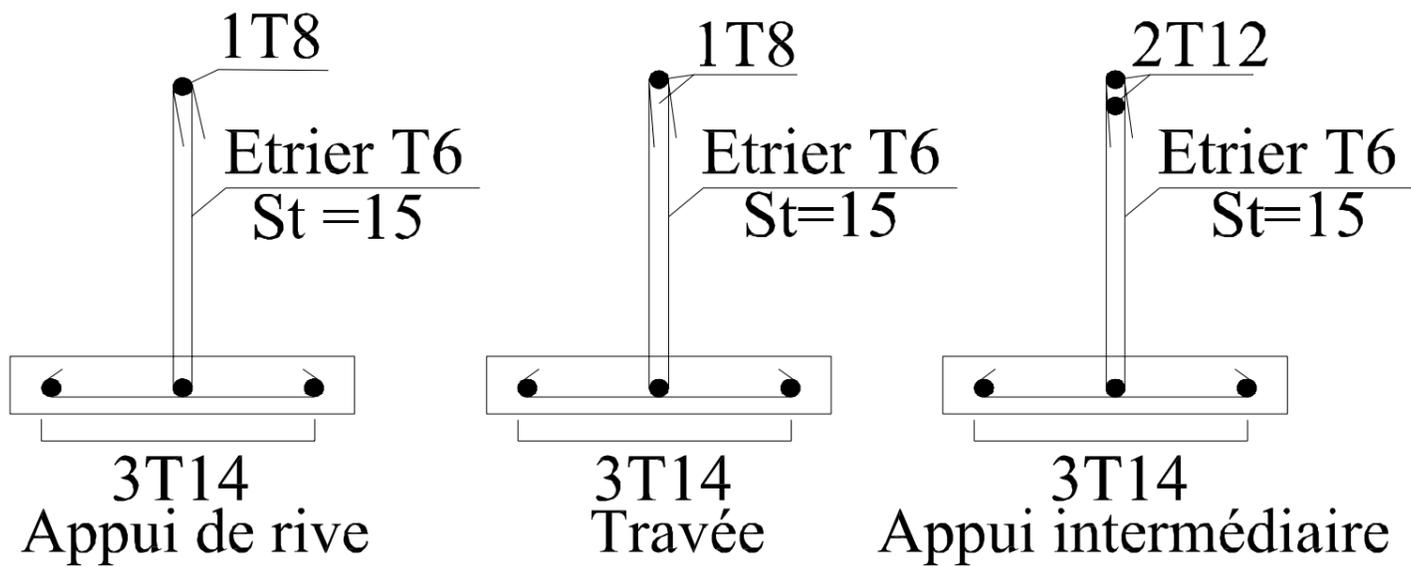


Fig.II.3. Schéma de ferrailage de V.S aux 5^{ème} étage

❖ Schéma de ferrailage des poutrelles de 6^{ème} étage

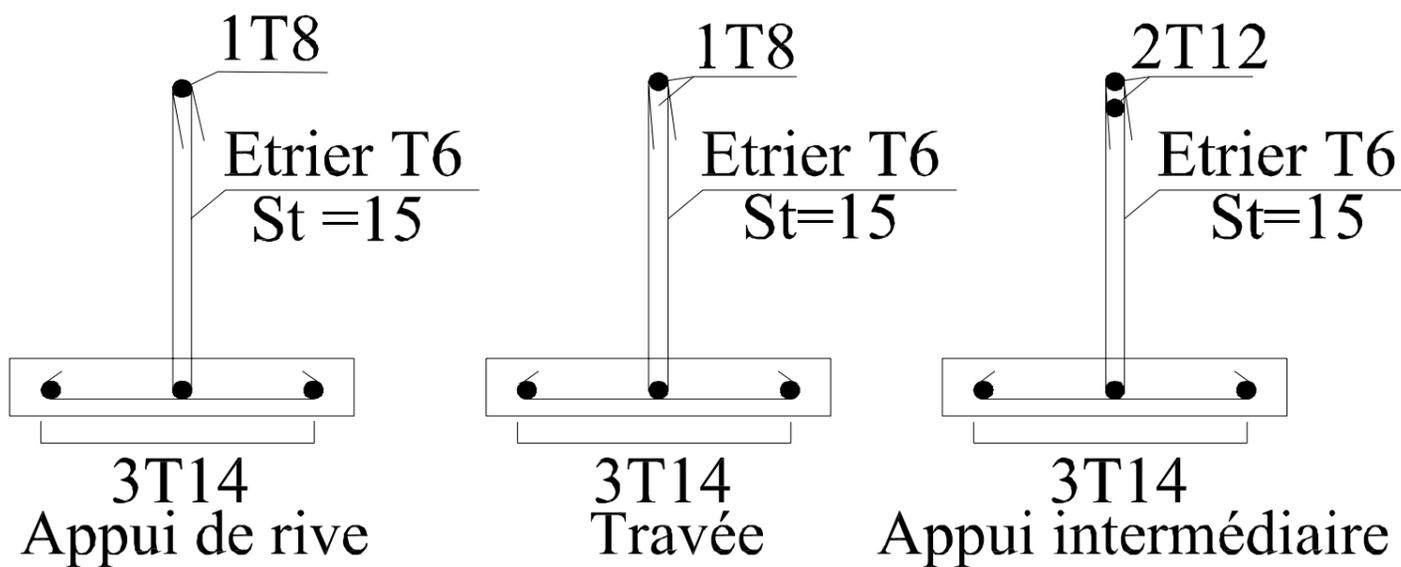


Fig.II.4. Schéma de ferrailage des poutrelles de 6^{ème} étage

❖ Schéma de ferrailage des poutrelles de 7^{ème} au 9^{ème} étage

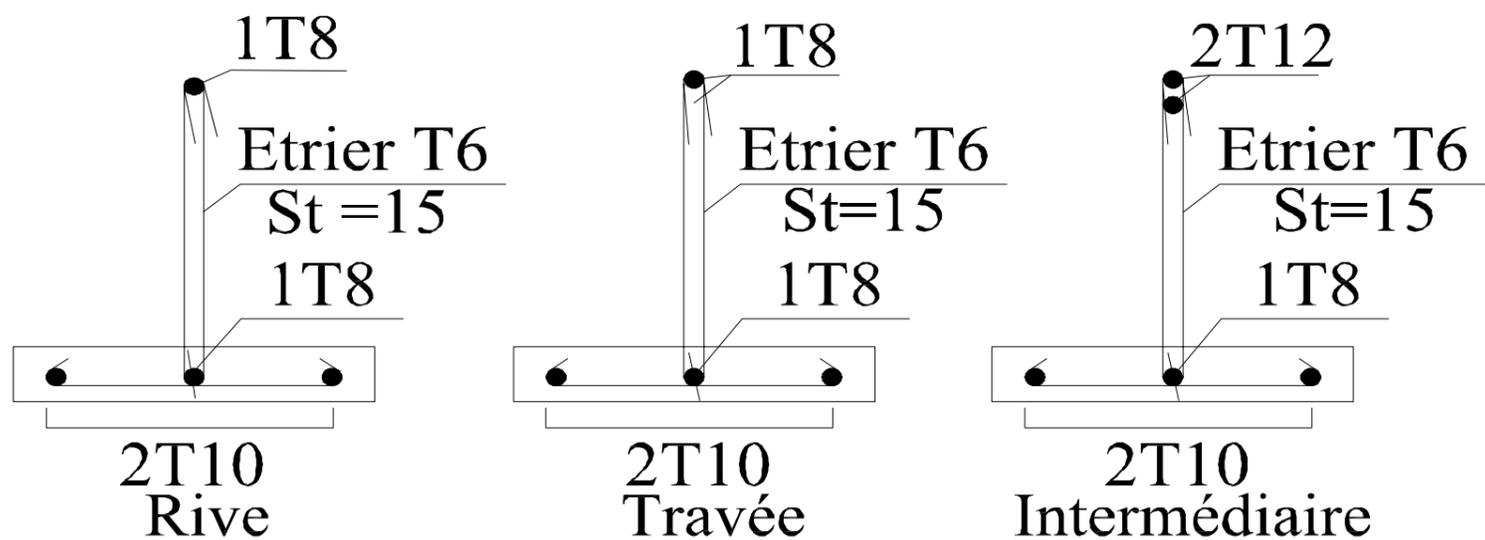


Fig.II.5: schéma de ferrailage des poutrelles de 7^{ème} au 9^{ème} étage

❖ Schéma de ferrailage des poutrelles de 10^{ème} étage

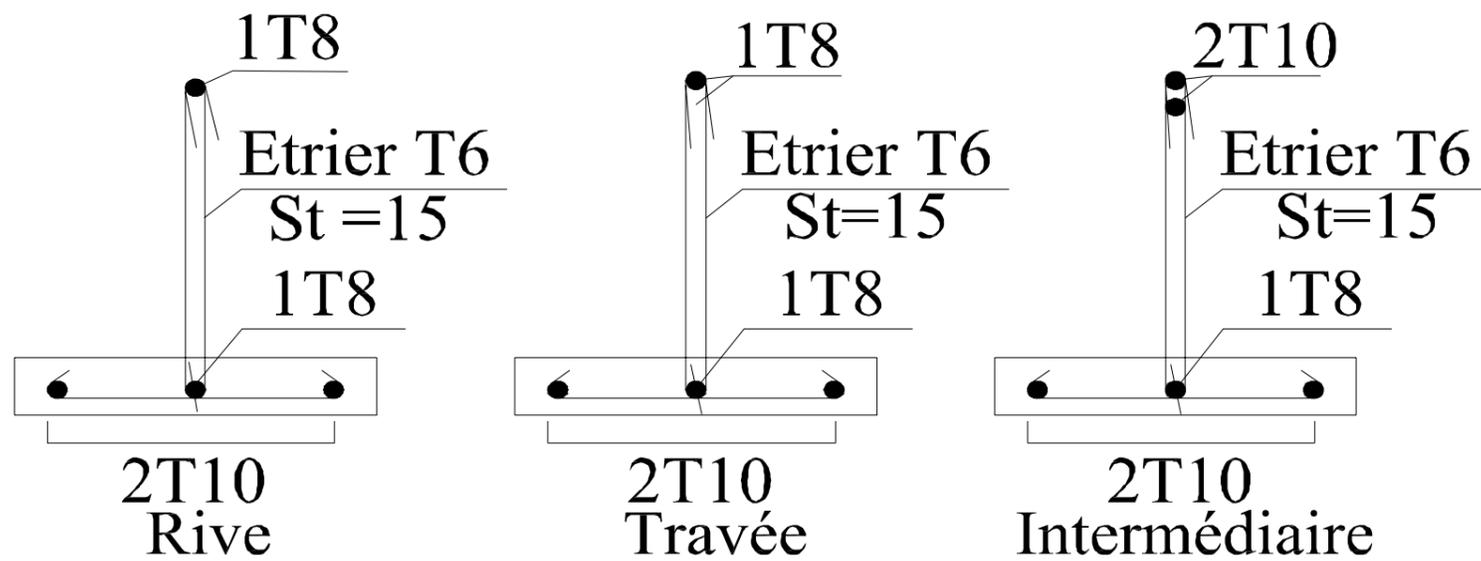


Fig.II.6.Schéma de ferrailage des poutrelles de 10^{ème} étage

III.1.2. Dalle de compression

❖ Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression sera armée par des treillis soudé continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Selon le CBA 93

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq 30 \text{ cm}$$

On choisit :

$$5\text{HA } 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3\text{HA } 6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 // \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm} \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

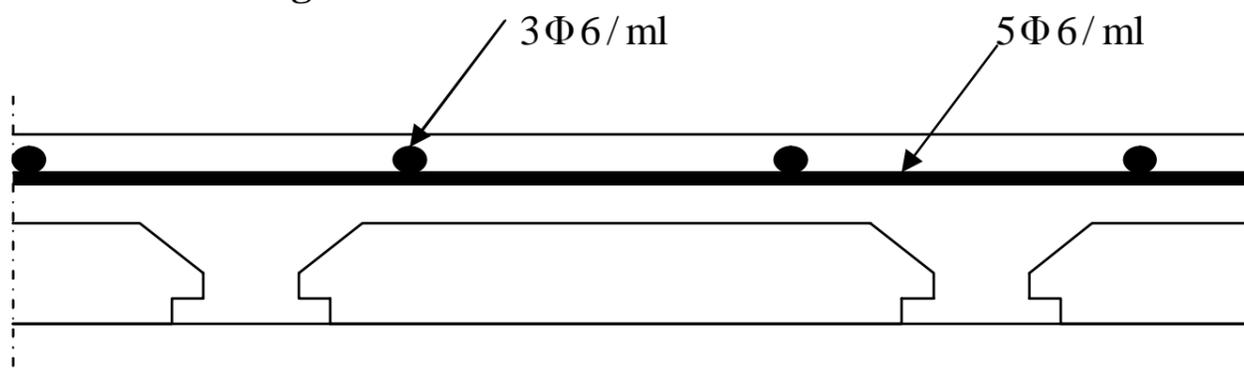


Fig. II.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.2. Etude de la poutre de chaînage

1. Définition

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

2. Calcul des sollicitations

Poids de la poutre

$$G=25*0.3*0.35=2.62\text{KN/m}$$

$$G_{\text{mur}}=2.79*2.71=7.56\text{KN/m}$$

On aura donc :

$$Q_u=1.35(2.62+7.56+(5.78*0.65/2))+1.5(1.5*0.65/2)=17.01\text{KN/m}$$

$$Q_s=(2.62+7.56+(5.78*0.65/2))+1.5(0.65/2)=12.54\text{KN/m}$$

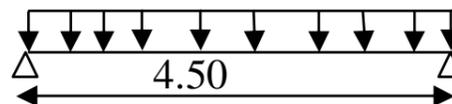


Fig. II.8. Schéma statique de la poutre de chaînage

❖ Calcul à l'ELU

$$M_t = \frac{17.01 * 4.5^2}{8} = 43.05\text{KN.m}$$

3. Ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{43.05 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.3 \times 0.33^2} = 0.092 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

On a

$$\mu_l = 0.3916 : \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) = 0.12$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.12) = 0.314\text{m}$$

$$A_t = \frac{34.05 \times 10^{-3}}{348 \times 0.314} = 3.11 \times 10^{-4}\text{m}^2$$

$$A_t = 3.11\text{cm}^2$$

4. Vérification à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{cm}^2$$

$A_{\min} < A_t \Rightarrow C'$ est vérifié.

Soit : $A_t = 3T14 = 4.62 \text{cm}^2$

b. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{17.01 \times 4.5}{2} = 38.27 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = 0,38 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié.

c. Choix des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 14)$$

Soit $\Phi_t = 8$ mm. Donc : $A_t = 3T8 = 1.50 \text{cm}^2$

d. L'espacement :

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{cm}) = 29.7 \text{cm} \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 50 \text{cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0 \text{cm} \end{array} \right.$$

On adoptée: $St = 25$ cm.

5. Vérification à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

$$M = \frac{12.54 \times 4.5^2}{8} = 31.74 \text{KNm}$$

$$0.15 \times y^2 + 6.93 \times 10^{-3} \times y - 2.28 \times 10^{-3} = 0$$

$Y = 0.1$ m

Le moment d'inertie I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 .$$

$$I = 4.66 \times 10^{-4} \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{31.74 \times 10^{-3} \times 0.1}{4.66 \times 10^{-4}} \times 0.04 = 6.81 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 6.81 \text{Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ vérifiée

a. Etat limite de déformation

On a :

$$h/l = 35/450 = 0.077 > 1/16 = 0.062$$

pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

Propriété de la section

Position de l'axe neutre

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

$$I = 4660 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 123836.82 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0046$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = 4.56$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.56 = 1.82$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$q_{jser} = 2.62 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 12.05 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 12.54 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 6.63 \text{ KNm}$$

$$M_{gser} = 30.50 \text{ KNm}$$

$$M_{pser} = 31.74 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{sj} = 49.08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 225.80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 234.98 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = -0.22 < 0 \text{ Soit } \mu_j = 0$$

$$\mu_g = 0.41$$

$$\mu_p = 0.42$$

$$I_{f_{ij}} = 136220.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 47470.20 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 46727.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 78009.67 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.3 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 4.04 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 4.27 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = 7.38 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 7.38 - 0.3 + 4.27 - 4.04 = 7.31 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 420 / 500 = 8.4 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 7.31 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8.4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

6. Schéma de ferrailage

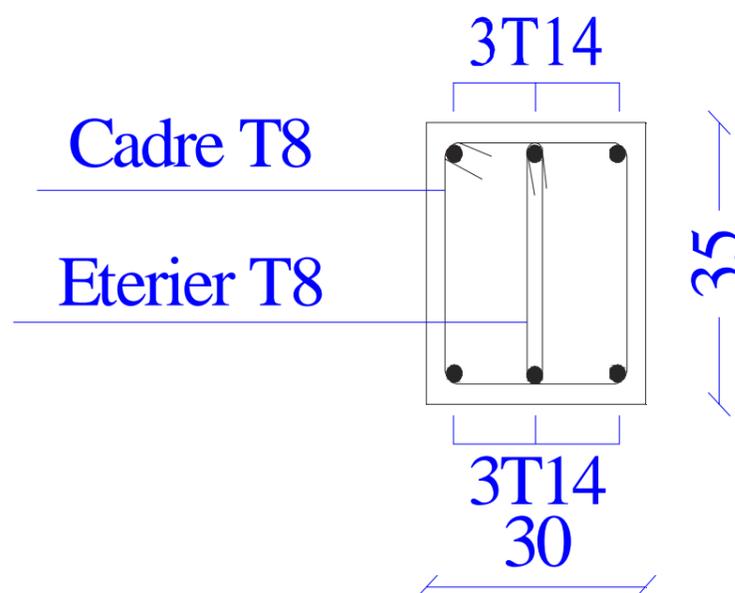


Fig. II.9. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

II.3. Etude de l'acrotère

1. Hypothèse de calcul

- le calcul se fait pour une bande de 1 ml.
- type de fissuration est préjudiciable.

- le calcul se fait à la flexion composée.

2. Evaluation des charges

❖ Poids propre

$$W_P = 3.14 \text{ KN}$$

❖ La charge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN}$$

❖ La force sismique

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

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone.

$A = 0.15$ (groupe d'usage 2 et zone IIa).

C_P : facteur de forme horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$C_P = 0.8$

W_P : poids propre de l'élément.

$W_P = 3.14 \text{ KN}$

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.14 = 1.51 \text{ KN/ml}$$

Le centre de gravité de la section est (X_G ; Y_G)

$$X_G = 6.81 \text{ cm}$$

$$Y_G = 55.72 \text{ cm}$$

3. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre $N = 3.14 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$N = G_1 + G_2 = W_P = 2.60 \text{ KN.}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$M_Q = 1 \times 1 = 1 \text{ KNm.}$$

$$M_f = F_P \times Y_G = 1.71 \times 55.72 \times 10^{-2} = 0.95 \text{ KN.m}$$

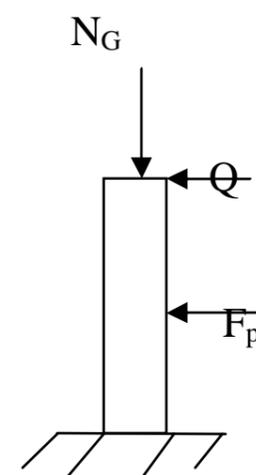


Fig. II.10. Coupe et Schéma statique de l'acrotère

4. Combinaison d'action

Tableau II.3: Calcul de l'acrotère

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	3.57	4.81	3.57
M (KN .m)	1.95	1.5	1

5. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.95}{3.57} = 0.54m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.16m .$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C) le ferrailage se fait par}$$

assimilation à la flexion simple.

La section soumise à la flexion composée doit être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) et de l'excentricité pour éviter le risque de flambement.

L'excentricité totale de calcul (e) sans tenir compte de l'effet du second ordre e_2

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = 0.58$$

$$e_a = \max (2cm . h/250) = \max (2cm . 100/250)$$

$$e_a = 2cm$$

Vérification de la condition en tenant compte de l'effet du second ordre e_2 due à la déformation

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement $l_f = 2l_0 = 2 \times 1 = 2m$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment totale du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max \left(15, \frac{20 \times e_1}{h_0} \right)$$

$$20 \leq \max (15 ; 62) = 62$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.024m$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.54 + 0.024 + 0.02 = 0.58m$$

$$e = 0.58 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont :

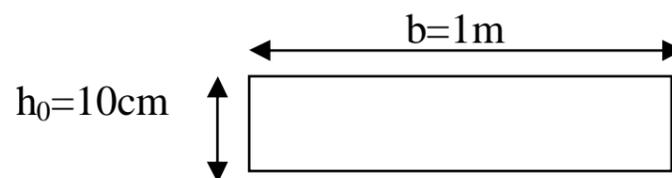
$$N_u = 3.57 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.57 \times 0.58 = 2.07 \text{ KN.m}$$

À l'ÉLU

$$N_u = 3.57 \text{ KN}$$

$$M_u = 2.07 \text{ KN.m}$$



6. Ferrailage de l'acrotère

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 1.7 + 3.57 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_f = 2.17 \text{ KN.m}$$

Tableau II.4: ferrailage de l'acrotère

M_f (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
2.17	0.023	0.030	0.070	0.89	4HA8=2.01

7. Vérification à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 . b . d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A < A_{\min} \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

b. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{HA8} = 1.13 \text{ cm}^2$$

c. L'espace

$$S_t \leq \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \text{ soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

8. Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont:

1. Contrainte limite du béton
2. Contrainte limite de l'acier

a. Contrainte limite du béton

$$N_{\text{ser}} = 3.57 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = 1 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow e_{\text{ser}} = 0.28 \text{ m}$$

$$N : \text{compression} \Rightarrow c = e_G - h/2 = 0.23 \text{ m} \quad (c < 0)$$

$$p = -3c^2 - 90A' / b (c - d') + 90A / b (d - c) = -0.15$$

$$q = -2(-c)^3 - 90A / b (d - c)^2 = 0.022$$

$$y_c^3 - 0.15 y_c - 0.022 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.23 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.2 \text{ m}$$

$$y = -0.2 + 0.23 = 0.03 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.03^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = 2.38 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

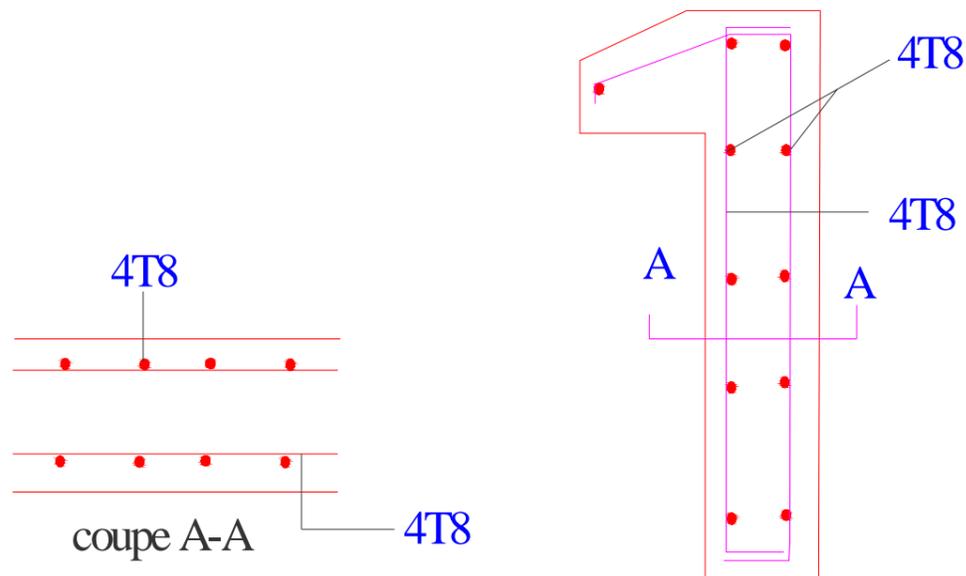
$$\Delta f_t = 1.29 \text{ mm}$$

b. Contrainte limite de l'acier

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = [15 \times Ms / \mu] \times (d - y) = 15 \times 1 \times 10^{-3} / 2.38 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.03) = 3.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s$$

9. Schéma de ferrailage de l'acrotère



FIQ.III.11:schéma de ferrailage de l'acrotère

II.4.Etude des dalles pleines

❖ 1^{er} type: Dalle pleine sur deux appuis

$L_x=1.70m$

$L_y=2.55m$

1. Calcul des sollicitations

Poids propre de la dalle :

$G=5.15KN/m^2$

$Q=3.5KN/m^2$

$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 12.20KN / m^2$

$q_s = G+Q=8.65KN/ m^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

2. Calcul à l'ELU $v=0 \quad \rho = 0.66$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0737 \times 12.20 \times 1.7^2 = 2.59 KN .m \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3753 \times 2.59 = 0.97 KN .m \end{cases}$$

Panneau de rive

$M_{xt} = 0.85 \times M_{0x} = 2.20KN/m$

$M_{yt} = 0.85 \times M_{0y} = 0.82KN/m$

$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{0x} = -0.77KN.m$

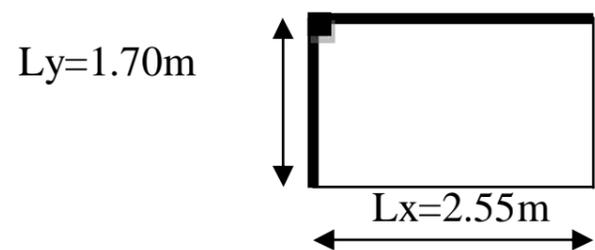


Fig.II.12.Dalle sur 2 appuis

3. Ferrailage

Tableau III.5: Calcul de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis

Sans		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² / ml)
travée	x-x	2.20	0.012	0.015	0.100	0.63
	y-y	0.82	0.0057	0.0072	0.099	0.23
appui	x-x	0.77	0.0044	0.0055	0.109	0.20
	y-y	0.77	0.0054	0.0067	0.099	0.22

4. Ecartement (St)

Sense x-x: $St_y \leq \min(3e, 33cm) = \min(42, 33cm) = 33cm$; on adoptee $St_y = 25cm$

Sense y-y: $St_x \leq \min(4e, 45cm) = \min(56, 45cm) = 33cm$; on adoptee $St_x = 25cm$

5. Vérification à l'ELU

a. Vérification des conditions de non fragilité

$\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$ pour f_c E400

$$e = 14cm ; \rho = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 1.31cm^2 \\ A_y^{min} = 1.12cm^2 \end{cases}$$

$$A_x^t < A_x^{min}$$

$$A_y^t < A_y^{min}$$

Soit :

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_x^{min} = 3T8 = 1.51cm^2 \\ A_y^{min} = 3T8 = 1.51cm^2 \end{cases}$$

$$\text{En appui : } A_a^x = A_a^y = 2T8 = 1.01cm^2$$

b. Vérification effort tranchant

$$V_x = 8.65KN$$

$$V_y = 2.56KN$$

$$V_{max} = 8.65KN$$

$$\tau = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{8.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.078MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.07}{\lambda} F_{c28} = 1.17MPa$$

$$\tau \leq \tau_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

6. Vérification à l'ELS $v=0.2$ $q_s=8.65\text{KN/m}^2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0792 \\ \mu_y = 0.5351 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0792 \times 8.65 \times 1.7^2 = 1.97 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5351 \times 1.97 = 1.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive

$$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 1.67 \text{ KN/m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.89 \text{ KN/m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{0x} = -0.59 \text{ KN.m}$$

a. Etat limite de compression du béton

➤ **Vérification des contraintes dans le béton (Type 1)**

Tableau II.6.vérification des contraintes dans le béton

Sans		Mt (KN.m)	y(m)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
travée	x-x	1.67	0.020	2.10×10^{-5}	1.59	15	vérifiée
	y-y	0.89	0.019	1.71×10^{-5}	0.98	15	vérifiée
appui	xx=yy	0.59	0.016	1.47×10^{-5}	0.64	15	vérifiée

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$F.N \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times (d - y) = 107.35 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\rho \times f_{t28}} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bs} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

b. Etat limite de déformation

➤ **Suivant x-x**

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

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{170} > \frac{1}{16} = 0.082 > 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0.082 < 0.084 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Propriété de la section**Suivant x-x**

$$y = 2cm$$

$$I = 2100cm^4$$

$$I_0 = 3266.21cm^4$$

$$A_s = 1.51cm^2$$

$$\rho = 0.0046$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = 16.15$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.56 = 6.46$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = 10721.4Mpa$$

$$q_{jser} = 3.5 KN/m$$

$$q_{gser} = 5.15 KN/m$$

$$q_{pser} = 8.65 KN/m$$

$$M_{jser} = 1.26KNm$$

$$M_{gser} = 1.86KNm$$

$$M_{pser} = 3.12KNm$$

$$\sigma_{sj} = 81Mpa$$

$$\sigma_{sg} = 119.57Mpa$$

$$\sigma_{sp} = 200.57Mpa$$

$$\mu_j = -0.45 < 0 \text{ Soit } \mu_j = 0$$

$$\mu_g = -0.35 < 0 \text{ soit } \mu_g = 0$$

$$\mu_p = -0.16 < 0 \text{ soit } \mu_p = 0$$

$$\text{Donc : } I_{f_{ij}} = I_{f_{ig}} = I_{f_{ip}} = I_{f_{vg}} = 25592.83cm^4$$

$$f_{ji} = 0.044mm$$

$$f_{gi} = 0.065mm$$

$$f_{pi} = 0.109mm$$

$$f_{vg} = 0.195mm$$

$$f_{adm} = 170 / 500 = 3.4mm$$

$$\Delta f = 0.195mm \leq f_{adm} = 3.4mm \dots\dots\dots vérifiée$$

➤ **Suivant y-y**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{14}{255} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Propriété de la section

Position de l'axe neutre

$$y = 1.9cm$$

$$I = 1710cm^4$$

$$I_0 = 23224.09cm^4$$

$$A_s = 1.51cm^2$$

$$\rho = 0.0015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = 14$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.56 = 5.6$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = 10721.4Mpa$$

$$q_{jser} = 3.5 KN/m$$

$$q_{gser} = 5.15 KN/m$$

$$q_{pser} = 8.65 KN/m$$

$$M_{jser} = 2.84KNm$$

$$M_{gser} = 4.18KNm$$

$$M_{pser} = 7.03KNm$$

$$\sigma_{sj} = 201.78Mpa$$

$$\sigma_{sg} = 297Mpa$$

$$\sigma_{sp} = 499.5Mpa$$

$$\mu_j = 0$$

$$\mu_g = 0.053$$

$$\mu_p = 0.27$$

$$I_{f_{ij}} = 25546.49 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 14665.03 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 5344.45 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 19699.64 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.22 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 0.57 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 2.65 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = 1.28 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 3.14 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 2550 / 500 = 5.1 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 3.14 \text{ mm} \leq f_{adm} = 5.1 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis (Type 1)

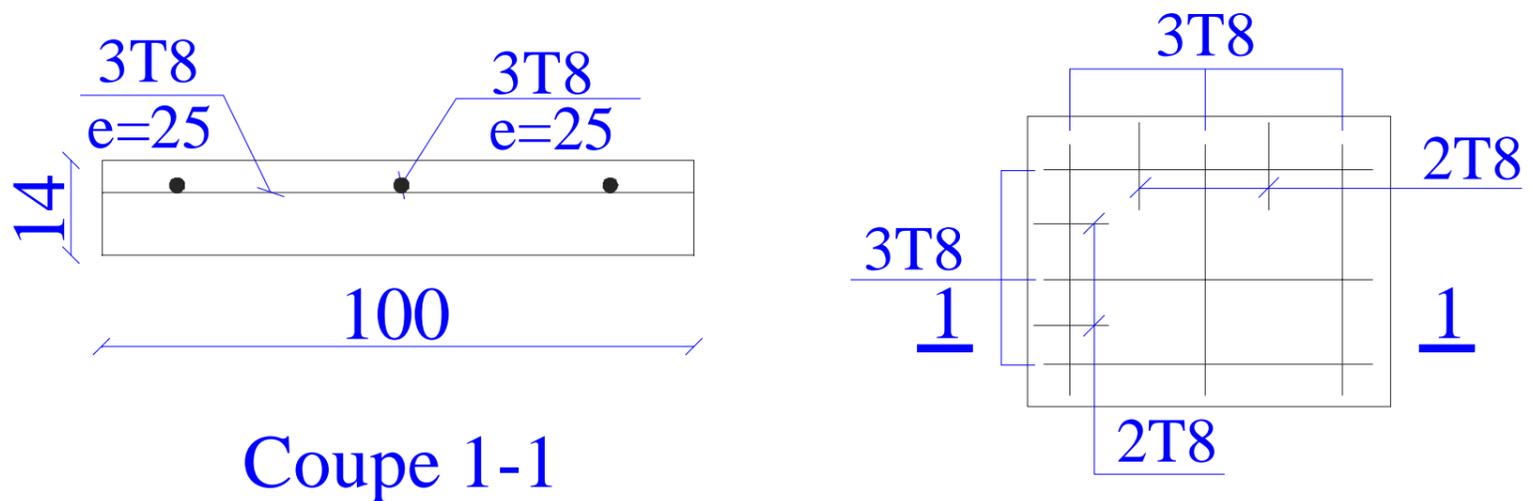


Fig. II.13. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis

❖ 2^{ème} type: Dalle pleine sur deux appuis

$$L_x = 1.15 \text{ m}$$

$$L_y = 1.70 \text{ m}$$

1. Calcul des sollicitations

Poids propre de la dalle

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 12.20 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 8.65 \text{ KN/m}^2$$

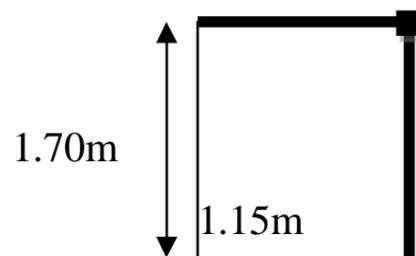


Fig. III.14. Dalle sur 2 appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

2. Calcul à l'ELU $v=0$ $\rho = 0.67$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0723 \times 12.20 \times 1.15^2 = 1.16 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3895 \times 1.16 = 0.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$M_{xt} = 0.85 \times M_{0x} = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 \times M_{0y} = 0.38 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{0x} = -0.34 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage

Le tableau II.7 résume le calcul des armatures en travée et en appui.

Tableau II.7: Calcul de ferrailage de la dalle (Type2)

Sans		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
travée	x-x	0.98	0.0057	0.071	0.109	0.25
	y-y	0.38	0.0026	0.0032	0.099	0.11
appui	x-x	0.34	0.0019	0.0023	0.109	0.089
	y-y	0.34	0.0023	0.0028	0.099	0.098

4. Ecartement (St)

Sense x-x: $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = \min(42, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$

Sense y-y: $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = \min(56, 45\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$

5. Vérification à l'ELU

a. Vérification des conditions de non fragilité

$$e = 14\text{cm}; \quad \rho = 0.67 \quad \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.30\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.12\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_x^t < A_x^{\min}$$

$$A_y^t < A_y^{\min}$$

Soit en travée : $\begin{cases} A_x^{\min} = 3T8 = 1.51cm^2 \\ A_y^{\min} = 3T8 = 1.51cm^2 \end{cases}$

En appui : $A_a^x = A_a^y = 2T8 = 1.01cm^2$

b. Vérification de l'effort tranchant

$V_x = 5.80KN$

$V_y = 1.79 KN$

$V_{\max} = 5.80KN$

$\tau = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0.052MPa$

$\overline{\tau}_u = \frac{0.07}{\lambda} F_{c28} = 1.17MPa \quad \tau \leq \overline{\tau}_u \dots\dots\dots$ vérifiée

6. Vérification à l'ELS $\nu=0.2$ $q_s=8.65KN/m^2$

$\begin{cases} \mu_x = 0.0780 \\ \mu_y = 0.53469 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.89KN.m \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.49KN.m \end{cases}$

En travée

$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.75KN/m$

$M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.42KN/m$

$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{0x} = -0.26KN.m$

a. Etat limite de compression du béton

➤ **Vérification des contraintes dans le béton (Type 2)**

Tableau II.6: vérification des contraintes dans le béton

Sans		Mt (KN.m)	y(m)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
travée	x-x	0.75	0.020	2.10×10^{-5}	0.71	15	vérifiée
	y-y	0.40	0.019	1.71×10^{-5}	0.44	15	vérifiée
appui	xx=yy	0.26	0.016	1.47×10^{-5}	0.28	15	vérifiée

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

F.N $\Rightarrow \sigma_{bc} = 48.21 MPa$

$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\rho \times f_{t28}} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201.63Mpa$

$$\sigma_{bs} < \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

b. Etat limite de déformation

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

Suivant x-x

- 1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} = 0.12 > 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0.12 > 0.084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 1.37 \times 10^{-3} < 6 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

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

Suivant y-y

- 1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{170} > \frac{1}{16} = 0.082 > 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0.082 > 0.081 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 1.51 \times 10^{-3} < 6 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Les conditions suivantes sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur deux appuis (Type2)**

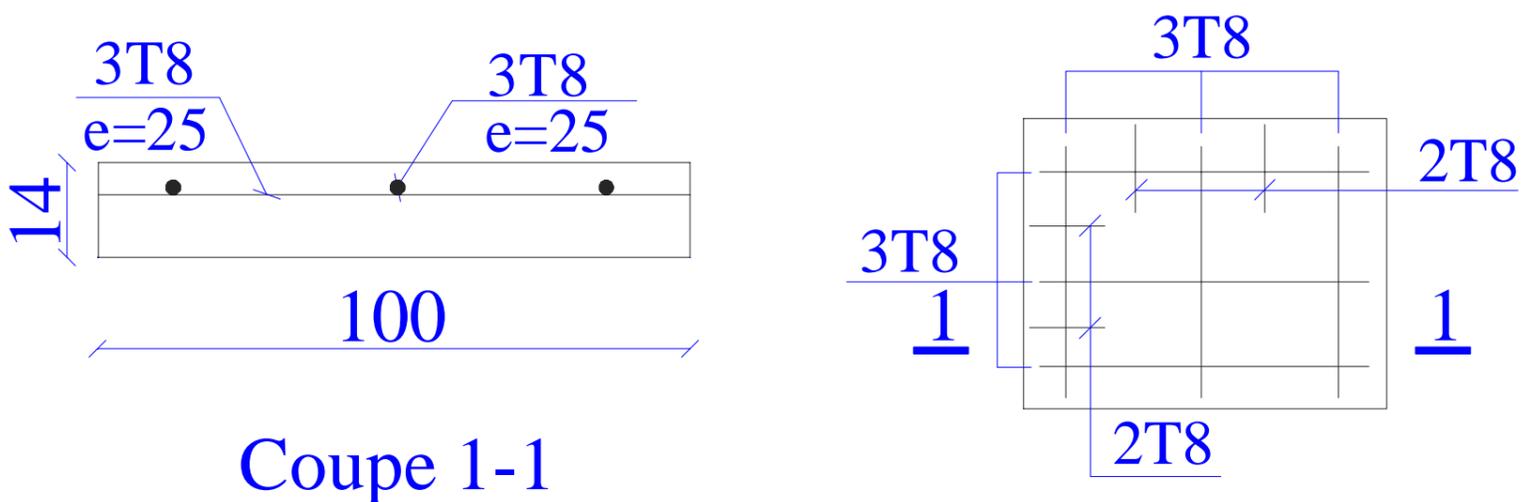


Fig. II.15. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis

❖ 3^{ème} type: dalle sur 1 seul appui (console)

1. Calcul des sollicitations

$G=5.15\text{KN/m}^2$

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

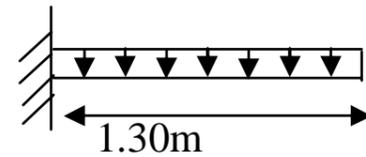
$q_u = 12.20\text{KN} / \text{m}^2$

$q_s=8.65\text{KN/ m}^2$

$M_u = q_u * \frac{l^2}{2} = 12.20 * \frac{1.30^2}{2} = 10.31\text{KN.m}$

$M_{ser} = q_s * \frac{l^2}{2} = 7.31\text{KN.m}$

$V_u = q_u * \frac{l}{2} = 7.93\text{KN}$



2. Ferrailage

Le tableau II.8 résume le calcul des armatures en travée et en appui.

Tableau II.8:Calcul de ferrailage de la dalle

	Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Armatures principales	10.31	0.060	0.0077	0.106	2.79	5HA10=3.93

3. Ecartement (St)

Sense x-x: $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = \min(42, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte* $St_y = 20\text{cm}$

Sense y-y: $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = \min(56, 45\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_x = 20\text{cm}$

4. Les armatures de répartition

$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.69\text{cm}^2$; Soit $A_r = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$.

5. Vérification à l'ELU

a. Vérification des conditions de non fragilité

$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.33\text{cm}^2 < A_s = 3.93$vérifiée

b. Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{7.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.072\text{MPa} < \tau_u = \frac{0.07}{\lambda} f_{c28} = 1.17\text{Mpa}$vérifiée

6. Vérification à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

➤ Vérification des contraintes dans le béton

Tableau III.9: vérification des contraintes dans le béton

Mt (KN.m)	y(m)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
7.31	3.06	4671.57	4.79	15	vérifiée

➤ Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s ; \text{avec : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110\sqrt{\eta * f_{t28}})\right) = 240MPa.$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{7.31 * 10^{-3}}{4671.57 * 10^{-8}} * (0.11 - 0.00306) = 1.86MPa \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Etat limite de déformation BAEL91 (Art. B. 7. 5)

On doit vérifier les conditions suivantes :

- 1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{130} > \frac{1}{16} = 0.107 > 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0} \Rightarrow 0.107 > 0.100 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 3.57 * 10^{-5} < 6 * 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche

7. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 1 seul appui (console)

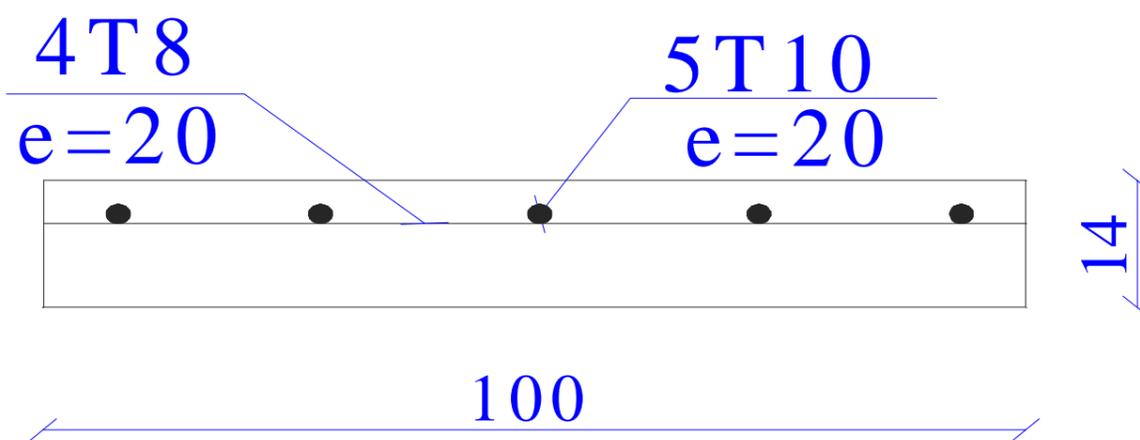


Fig. II.16. coupe transversale d'une dalle en console

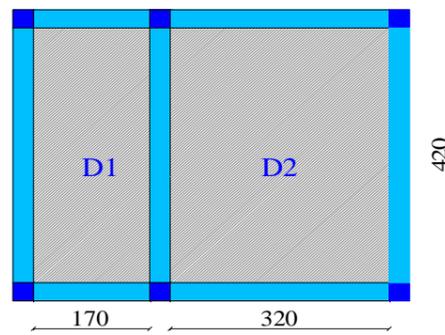
❖ 4^{ème} type: Dalle pleine sur quatre appuis

Fig. II.17. Dalle sur 4 appuis

• Calcul de D2

$$L_x = 3.20\text{m}$$

$$L_y = 4.20\text{m}$$

1. Calcul des sollicitations

$$G = 5.15\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1\text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 8.45\text{KN/m}^2$$

$$q_s = 6.15\text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

2. Calcul à l'ELU $v=0$ $\rho = 0.76$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 5.26\text{KN.m} \\ M_{0y} = 2.77\text{KN.m} \end{cases}$$

En travée:

$$M_{xt} = 0.85 \times M_{0x} = 4.47\text{KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 \times M_{0y} = 2.35\text{KN.m}$$

En appui :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{0x} = -1.57\text{KN.m}$$

3. Ferrailage

Tableau III.10.Calcul de ferrailage de la dalle (D2)

		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
travée	x-x	4.47	0.0218	0.027	0.118	1.08
	y-y	2.35	0.0115	0.014	0.1193	0.56
appui	x-x	1.57	0.0076	0.0095	0.1195	0.6
	y-y	1.57	0.0076	0.0095	0.1195	0.67

4. Ecartement (St)

Sense x-x: $St_y \leq \min(3e, 33cm) = \min(42, 33cm) = 33cm$; on adoptee $St_y = 25cm$

Sense y-y: $St_x \leq \min(4e, 45cm) = \min(56, 45cm) = 33cm$; on adoptee $St_x = 25cm$

5. Vérification à l'ELU

a. Vérification des conditions de non fragilité

$$e = 14cm ; \rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 1.25cm^2 \\ A_y^{min} = 1.12cm^2 \end{cases}$$

$$A_x^t < A_x^{min}$$

$$A_y^t < A_y^{min}$$

Soit en travée :

$$\begin{cases} A_x^t = 5T8 = 2.51cm^2 \\ A_y^t = 4T8 = 2.01cm^2 \end{cases}$$

En appui : $A_a^x = A_a^y = 2T8 = 1.01cm^2$

b. Vérification de l'effort tranchant

$$V_x = 4.92KN$$

$$V_y = 6.45KN$$

$$V_{max} = 6.45KN$$

$$\tau = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0.0645MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.07}{\lambda} F_{c28} = 1.17MPa \quad \tau \leq \overline{\tau}_u \dots\dots\dots vérifiée$$

6. Vérification à l'ELS $v = 0.2$ $q_s = 8.65KN/m^2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 5.95 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 3.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée

$$M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 5.06 \text{ KN/m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 3.32 \text{ KN/m}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{0x} = -1.78 \text{ KN.m}$$

a. Etat limite de compression du béton

➤ Vérification des contraintes dans le béton

Tableau III.11. Vérification des contraintes dans le béton

Sans		Mt (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
travée	x-x	5.06	2.50	3241.04	3.90	15	vérifiée
	y-y	3.32	1.92	1714.66	3.71	15	vérifiée
appui	xx=yy	1.78	1.68	1474.02	2.03	15	vérifiée

b. Etat limite de déformation

Suivant x-x

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

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{320} > \frac{1}{16} = 0.043 < 0.062 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

Propriété de la section

Suivant x-x

$$y = 2.50 \text{ cm}$$

$$I = 3240.04 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 23744.95 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0023$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = 9.13$$

$$\lambda_y = 0.4 \times 4.56 = 3.65$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 5.15 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 8.65 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 2.74 \text{ KNm}$$

$$M_{gser} = 4.8 \text{ KNm}$$

$$M_{pser} = 6.05 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{sj} = 0.123 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 0.216 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 0.273 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = -0.75 < 0 \text{ Soit } \mu_j = 0$$

$$\mu_g = -0.35 < 0 \text{ soit } \mu_g = 0$$

$$\mu_p = -0.74 < 0 \text{ soit } \mu_p = 0$$

$$\text{Donc : } I_{f_{ij}} = I_{f_{ig}} = I_{f_{ip}} = I_{f_{vg}} = 26119.445 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.033 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 0.058 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 0.073 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = 0.175 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 0.157 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 3200/500 = 6.4 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 0.157 \text{ mm} \leq f_{adm} = 6.4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Suivant y-y

$$y = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = 1714.66 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 23425.15 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = 13.91$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.56 = 5.56$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 5.15 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 8.65 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 5.79 \text{ KNm}$$

$$M_{gser} = 8.52 \text{ KNm}$$

$$M_{pser} = 14.30 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{sj} = 0.409 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 0.602 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 1.011 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = -2.675 < 0 \text{ Soit } \mu_j = 0$$

$$\mu_g = -0.74 < 0 \text{ soit } \mu_g = 0$$

$$\mu_p = 0.82$$

$$\text{Donc : } I_{f_{ij}} = I_{f_{ig}} = I_{f_{vg}} = 25767.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 2009.41 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 1.232 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 1.813 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 3.90 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = 0.436 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 1.29 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 4200/500 = 8.4 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 1.29 \text{ mm} \leq f_{adm} = 6.4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

7. Schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur quatre appuis

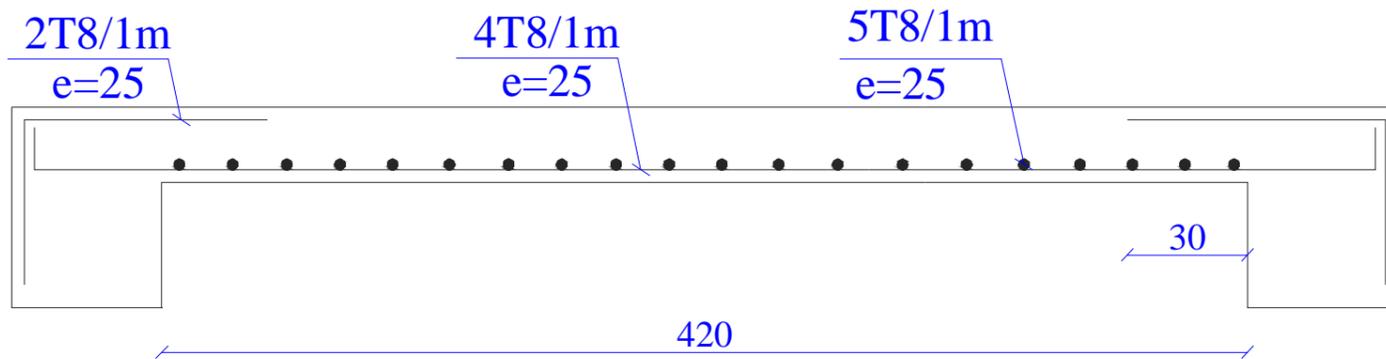


Fig. II.18. Schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis (D2)

• Calcule D1

$L_x = 1.70m$

$L_y = 4.20m$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.70}{4.20} = 0.4 \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens

1. Calcul des sollicitations

$M_{0u}^x = \frac{q_u * l_x^2}{8} = \frac{12.20 * 1.70^2}{8} = 4.41KN.m$

$M_{Ser} = \frac{8.65 * 1.70^2}{8} = 3.12KN.m$

En travée $M_t = 0.85 * M_{0u}^x = 3.75KN.m$

En appui $M_a = 0.4 * M_{0u}^x = 1.76KN.m$

$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} = 10.37KN$

2. Ferrailage

Tableau II.12. Calcul de ferrailage de la dalle (D1)

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ²)	Aadp (cm ²)
En travée	3.75	0.022	0.027	0.108	0.99	5HA8=2.51
En appui	1.76	0.0102	0.0128	0.109	0.46	4HA8=2.01

3. Les armatures de répartition

$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,627cm^2 / ml$; Soit $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$

4. Calcul des espacements

$$S_{tx} = \min(33cm, 3 \times e) = \min(33, 3 \times 12); \text{ Soit: } S_{tx} = 20cm$$

$$S_{ty} = \min(45cm, 4 \times e) = \min(45, 4 \times 14); \text{ Soit: } S_{ty} = 25cm .$$

5. Vérifications à l'ELU

a. Vérifications de la condition de non fragilité

$$e = 14cm \text{ et } \rho \leq 0,4 \Rightarrow A_{min} = \rho_0 * b * e$$

$$A_{min} = 0,0008 * 1 * 0.14 = 1.12cm^2 < A_t \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Vérifications de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.094MPa < \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\lambda} f_{c28} = 1.17Mpa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

6. Vérifications à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

➤ **Vérifications des contraintes dans le béton**

Tableau III.13: vérification de la contrainte dans le béton

	Mt (KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Observation
travée	2.65	2.53	3240.85	2.07	15	vérifiée
appui	1.25	2.21	268931	1.03	15	vérifiée

➤ **Vérifications des contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma_s}; \text{ avec: } \overline{\sigma_s} = \min(\frac{2}{3} f_e, \max(240, 110\sqrt{\eta * f_{t28}})) = 240MPa$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{2.65 \times 10^{-3}}{3240.85 \times 10^{-8}} * (0.11 - 0.00235) = 103.88MPa \leq \overline{\sigma_s} = 240MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Etat limite de déformation BAEL91 (Art. B. 7. 5)

On doit vérifier les conditions suivantes :

1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{170} > \frac{1}{16} = 0.082 > 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

2) $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0.082 > 0.08 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

3) $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 2.28 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche

7. Schéma de ferrailage

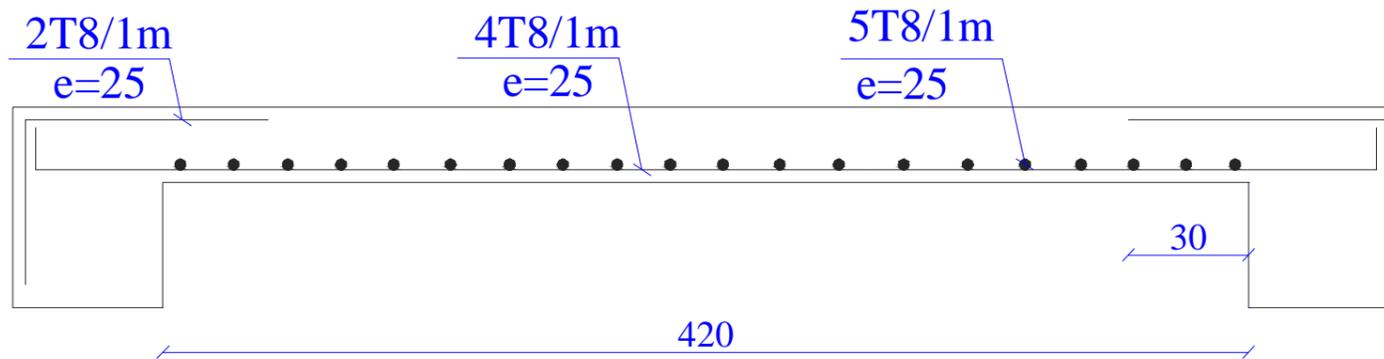


Fig. II.19. Coupe transversale d'une dalle (D1)

II.5. Etude de l'escalier

Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

1. Escalier à trois volées

a. Volée de rive

- Charges et surcharges

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 5.28 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{paillasse}} = 8.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

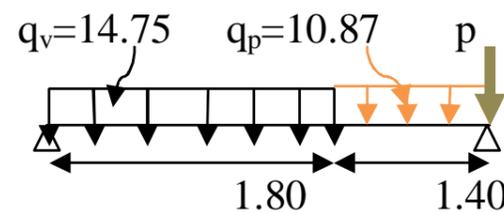


Fig. II.20. Schéma statique avec chargement

- Moments et efforts tranchants

A L'ELU

$$q_v = 1.35 \times 8.15 + 1.5 \times 2.5 = 14.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_p = 1.35 \times 5.28 + 1.5 \times 2.5 = 10.87 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$p_{\text{mur}} = 0.3 \times 2.79 \times 2.71 = 2.26 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 22.41 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.61 \text{ KN}$$

$$M_0 = 17.02 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 0.75 M_0 = 12.76 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -8.51 \text{ KN.m}$$

$$V = -22.41 \text{ KN}$$

A L'ELS

$$q_v = 7.85 + 2.5 = 10.35 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.35 + 2.50 = 7.85 \text{ KN/m}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 16.20 \text{ KN}$$

$$R_B = 16.12 \text{ KN}$$

$$M_0 = 12.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9.19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$V = -16.16 \text{ KN}$$

- Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h)

Avec :

$$M_t = 12.76 \text{ KN.m} : \text{Moment en travée}$$

$$M_a = -6.13 \text{ KN.m} : \text{Moment en appuis}$$

Caractéristique de la section

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 13 \text{ cm}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux II.14: Résumé des résultats de ferrailage

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{Adopté} (\text{cm}^2)$	St(cm)
En travée	12.76	0.053	0.068	0.126	2.91	4T12=4.52	25
En appui	8.51	0.035	0.044	0.127	1.92	3T12=3.39	25

- Vérification à l'ELU**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1 / 400 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

On a : $A > A_{\min}$ vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.33MPa.$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{22.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.172MPa$$

$\tau_U = 0.172 MPa < \bar{\tau}_U = 3.33MPa$ *vérifiée*

- **Vérification à l'ELS**

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$Al > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -1.44cm^2$$

$Al = 4.52 + 3.39 = 7.91cm^2$ *vérifiée*

En travée :

La volée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$

On choisit : $A_t = 4T8 = 2.01cm^2$

Le palier : $A_t = 4T12 = 4.52cm^2$

En appui :

$A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84cm^2 \Rightarrow A_a = 4T12 = 2.01cm^2$

Vérification de l'état limite de compression du béton

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux II.15: Résumé des résultats de calcul des contraintes

	$M_{ser}(KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	observation
Travée	9.19	75400	3.57	4.35	15	vérifiée
Appui	6.13	5975.39	3.16	3.24	15	vérifiée

- **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{13}{320} > \frac{1}{16} = 0.04 < 0.062$ n'est pas vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

Propriété de la section

Position de l'axe neutre

$$y = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = 7540 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 30087.35 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0034$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = 6.17$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.56 = 2.46$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$q_{jser} = 4.18 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 6.89 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 9.39 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 5.35 \text{ KNm}$$

$$M_{gser} = 8.81 \text{ KNm}$$

$$M_{pser} = 12.01 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{sj} = 100.36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 165.27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 225.30 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = -0.06$$

$$\mu_g = 0.15$$

$$\mu_p = 0.28$$

$$I_{f_{ij}} = 33096.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 17188.30 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 12133.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 24175.37 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.51 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 1.63 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 3.15 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = 3.48mm$$

$$\Delta f_t = 4.49mm$$

$$f_{adm} = 3200 / 500 = 6.4mm$$

$$\Delta f = 4.49mm \leq f_{adm} = 6.4mm \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

- Schéma de ferrailage

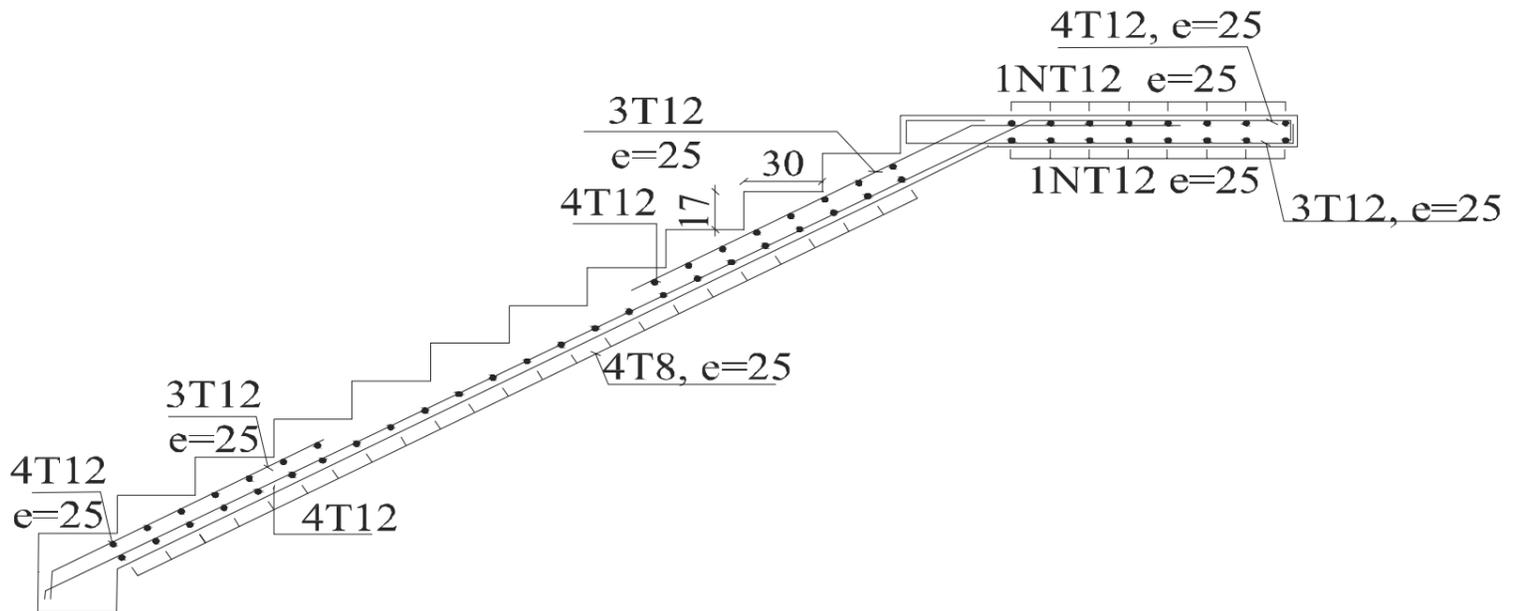


Fig.II.21.Schéma de ferrailage de l'escalier à 3 volées (volées de rive)

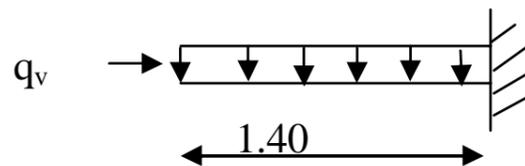
b. volée intermédiaire

A l'ELU

$$q_v = 14.75KN/m^2$$

A l'ELS

$$q_s = 10.65KN/m^2$$



- Calcul a l'ELU

Fig. II.22. Schéma statique avec chargement

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.16.Résumé des résultats de ferrailage de la volée intermédiaire

$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adobté} (cm^2)$	St(cm)
10.11	0.042	0.053	0.127	2.28	4T12=4.52	15

- Vérification à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1 / 400 = 1.57cm^2.$$

On a : $A > A_{min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Vérification à l'ELS

Vérification de l'état limite de compression du béton

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.17.Résumé des résultats de calcul des contraintes

$M_{ser}(KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	observation
10.44	7540	0.0357	4.94	15	vérifiée

- Schéma de ferrailage

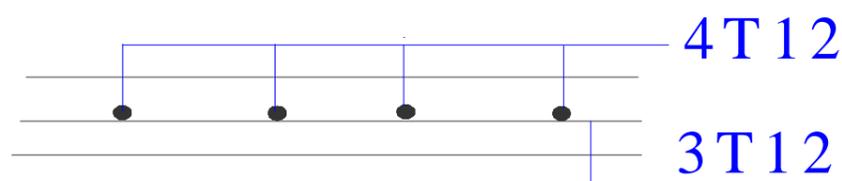


Fig.II.23.Schéma de ferrailage de la volée intermédiaire

2. Escalier a deux volées

$$G_v = 8.15 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{mur} = 0.3 \times 2.79 \times 2.71 = 2.26 \text{ KN/ML}$$

$$\text{À l'ELU : } q^v = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q^p = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{À l'ELS : } q^v = G + Q = 10.65 \text{ KN/m}^2$$

$$q^p = G + Q = 7.78 \text{ KN/m}^2$$

Par la méthode RDM on trouve :

L'ELU

$$R_a = 21.17 \text{ KN}$$

$$R_b = 20.52 \text{ KN}$$

$$M_0 = M^{\max} = 15.33 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 15.33 = 11.49 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 15.33 = -7.66 \text{ KN.m}$$

$$V = 21.17 \text{ KN}$$

- Calcul a l'ELU

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

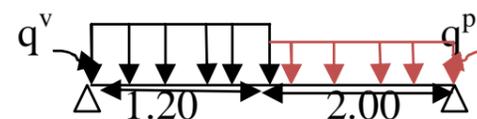


Fig. II.24: escalier a deux volées

Tableaux II.18. Résumé des résultats de ferrailage de l'escalier à deux volées

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adobté} (cm^2)$	St(cm)
En travée	11.49	0.047	0.06	0.126	2.62	4T12=4.52	25
En appui	7.66	0.032	0.04	0.127	1.73	3T12=3.39	25

- **Vérification à l'ELU**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1/400 = 1.57 cm^2.$$

On a : $A > A_{min}$ vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = 0.16 MP$$

$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33 MPa$ vérifiée

Vérification des armatures longitudinales en cisaillements

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} = 0.61 cm^2 \quad \text{Avec : } A_l = 4.52 + 3.39 = 7.91 cm^2 \text{ vérifiée}$$

Calcul les armatures de séparation

En travée

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2 \Rightarrow 4T12 = 4.52 cm^2$$

En appui

$$A_a \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 cm^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 cm^2$$

- **Vérification à l'ELS**

$R_a = 15.25 KN$

$R_b = 15.35 KN$

$M_0 = M^{max} = 11.01 KN.m$

$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 11.01 = 8.26 KN.m$

$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 11.01 = -5.50 KN.m$

$V = 15.25 KN$

État limite de compression du béton

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux II.19. Résumé des résultats de calcul des contraintes

	$M_{ser}(KN.m)$	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	observation
Travée	8.26	75400	3.57	3.91	15	vérifiée
Appui	5.50	5975.39	3.16	2.91	15	vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{320} > \frac{1}{16} = 0.047 > 0.062 \dots \dots \dots n'est pas vérifiée$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Propriété de la section

Position de l'axe neutre

$$y = 3.57cm$$

$$I = 7540cm^4$$

$$I_0 = 30087.35cm^4$$

$$A_s = 4.52cm^2$$

$$\rho = 0.0034$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = 6.17$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.56 = 2.46$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = 10721.4Mpa$$

$$q_{jser} = 4.04 KN/m$$

$$q_{gser} = 6.35 KN/m$$

$$q_{pser} = 8.85 KN/m$$

$$M_{jser} = 5.17KNm$$

$$M_{gser} = 8.12KNm$$

$$M_{pser} = 11.32KNm$$

$$\sigma_{sj} = 96.98Mpa$$

$$\sigma_{sg} = 152.33Mpa$$

$$\sigma_{sp} = 212.36Mpa$$

$$\mu_j = 0$$

$$\mu_g = 0.12$$

$$\mu_p = 0.26$$

$$I_{f_{ij}} = 33096.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 19016.36 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 12708.73 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 25552.87 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.50 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 1.36 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 2.83 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = 3.03 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 4 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 3200 / 500 = 6.4 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 4 \text{ mm} \leq f_{adm} = 6.4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage

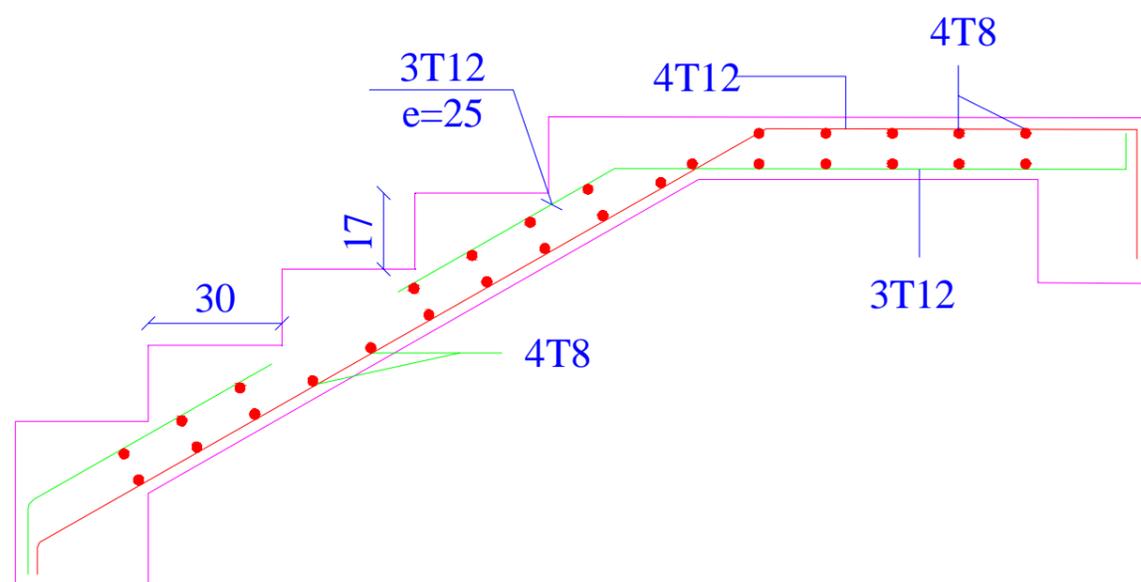


Fig.II.25.Schéma de ferrailage l'escalier a deux volées

3. Calcul de la poutre palière

a. A la flexion simple

➤ Pré dimensionnements

$$L=4.5m$$

$$1/15 \leq h \leq 1/10 \Rightarrow 30cm \leq h \leq 45cm$$

$$\text{Soit : } h=35cm$$

$$\text{tg}\alpha=0.68/0.90 \Rightarrow \alpha=37^\circ$$

$$1/4 < h/b \leq \Rightarrow b \geq 35/4=8.75cm$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

➤ Les charges revenant à la poutre

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_{\text{palier}} = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_{\text{volée}} = 0.3 \times 0.35 \times \frac{25}{\cos 37} = 3.30 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du palier : } G_{\text{palier}} = 1.4 \times 5.28 = 7.40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre de la volée : } G_{\text{volée}} = 8.65 \times 1.4 = 12.11 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{eq}}^{\text{palier}} = 2.69 + 7.4 = 10.02 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{eq}}^{\text{volée}} = 3.30 + 12.11 = 15.41 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{eq}} = 11.09 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 1.4 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u \text{ (ELU)} = 1.35 \times G_{\text{eq}} + 1.5 \times Q = 20.22 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u \text{ (ELS)} = G_{\text{eq}} + Q = 14.59 \text{ KN/ml}$$

➤ les sollicitations

En travée :

$$M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{20.22 \times 4.5^2}{24} = 17.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{14.59 \times 4.5^2}{24} = 12.31 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{20.22 \times 4.5^2}{12} = 34.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 24.62 \text{ KN.m}$$

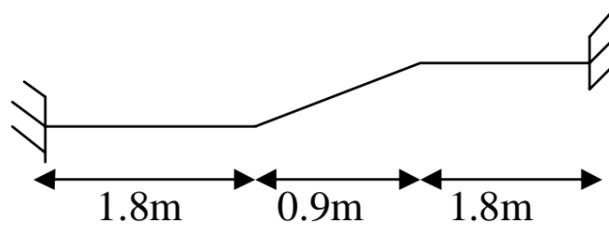


Fig. II.26. Schéma statique avec chargement

➤ **Ferraillage**

Les calculs pour le ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux II.20. Résumé des résultats de calcul de ferraillage

	M(KN.m)	μ	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ²)	$A_{Adopté}$ (cm ²)	St(cm)
En travée	17.06	0.036	0.045	0.324	1.51	4T12=4.52	25
En appui	34.12	0.073	0.094	0.317	3.09	3T12=3.39	25

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée ($A_{adoptée} > A_{min}$)

Effort tranchant :

$$V_{u\max} = \frac{Q \times l}{2} = \frac{20.22 \times 4.5}{2} = 45.49 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{v \times 10^{-3}}{b \times d} = 0.46 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

b. A la torsion

Le moment de torsion M_t est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est le moment à l'appui.

$$M_t = M_B = 0.5 M_0$$

$$M_t = 3.60 \text{KN.m}$$

➤ **Contrainte de cisaillement ultime de torsion**

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracer a mi hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.1 \text{m}^2$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{3.60 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 0.48 \text{Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$

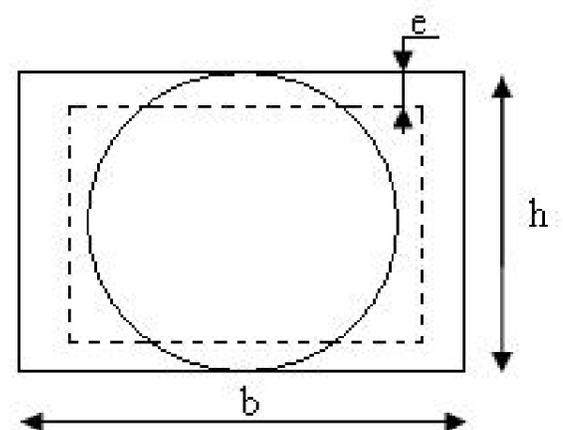


Fig. III.27. Section creuse équivalente

$\lambda_y = 0.4 \times \lambda_t$ Vérifiée.

➤ **Ferraillage**

La section d'armature longitudinal et transversale est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_L \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_a}{2 \times \Omega}$$

Armatures longitudinales

$$A_L = \frac{M \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{3.60 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 348 \times 750 \times 10^{-4}} = 0.87 \text{ cm}^2$$

Armature transversale

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{3.60 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.16 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum d'armature en travée :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times U \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 1.1 \times 0.005}{400} = 0.055 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Ferraillage final de la poutre palière**

En travée

$A_t = 0.87 + 4.52/2 = 3.13 \text{ cm}^2$ on choisit $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

En appui

$A_a = 0.87 + 3.39/2 = 2.56 \text{ cm}^2$. On choisit $A_a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

➤ **Schéma de Ferraillage**

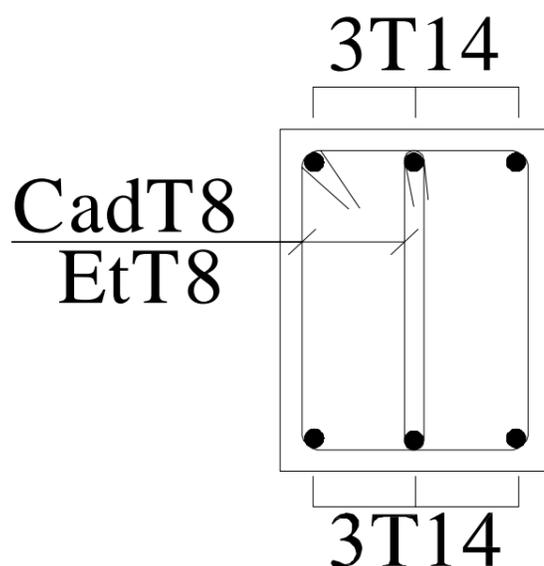


Fig.II.28.Schéma de ferraillage de la poutre palière

II.6.Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se

déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment, on opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (Annexe 4)

II.4.1.1^{ème} ascenseur

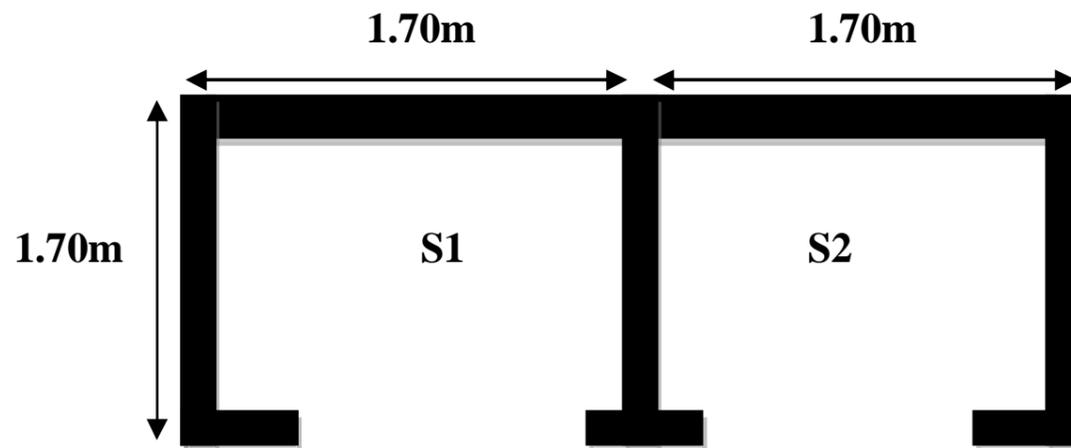


Fig.III.29.schéma de l'ascenseur

- L : Longueur de l'ascenseur=140cm
- l : Largeur de l'ascenseur=110cm
- H : Hauteur de l'ascenseur=220cm
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN
- La charge nominale est de 630kg
- La vitesse $V = 1.6m/s$
- W : puissance de l'ascenseur=6.1KW

II.4.2. Etude de la dalle de l'ascenseur

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

On a $l_x = 1.70m$ et $l_y = 1.70$ donc une surface $S = 2 \times 1.70 = 2.89m^2$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{1.70}{20} = 0.085m$$

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $e = 20$ cm

1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN / m^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{2.89} = 50.17 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 56.27 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1 \text{KN} / \text{m}^2$$

a. Cas d'une charge répartie

❖ **Calcul des sollicitations**

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 77.46 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \text{Annexe2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.23 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.23 \text{KNm}$$

❖ **Calcul des moments réels**

➤ En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.99 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.99 \text{KNm}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y$

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.47 \text{KNm}$$

❖ **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

Tableau III.21. Récapitulatif des résultats du ferrailage

Sans		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² / ml)
travée	x-x	6.99	0.0152	0.019	0.178	1.13
	y-y	6.99	0.0170	0.024	0.168	1.19
appui	x-x	2.47	0.0053	0.0066	0.179	0.39

	y-y	2.47	0.0060	0.0075	0.169	0.45
--	-----	------	--------	--------	-------	------

❖ **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité :

En travée

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 1$$

$$A_{\min}^x = 1.148cm^2 / ml$$

$$A_{\min}^y = 0.96 cm^2 / ml$$

On vérifie que :

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 0.96 > \frac{1.148}{4} \Rightarrow 0.96cm^2 > 0.287cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On choisit : $A_t^x = 4T8 = 2.01cm^2$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01cm^2$$

En appui

$$A_a^x = 3T6 = 0.85cm^2$$

$$A_a^y = 3T8 = 0.85cm^2$$

Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x'} : S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$$

on adopte $S_t = 25cm$

$$\text{Sens y-y'} : S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$$

on adopte $S_t = 25cm$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 43.89 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 43.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.0032 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q + 50.17 + 1 = 51.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

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

Annexe2

En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.52 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.52 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.54 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.54 \text{ KNm}$$

En appui

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 1.95 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes

Tableau. II.22. Récapulatif des résultats du la vérification des contraintes

Sans		Mt (KN.m)	y(m)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
travée	x-x	5.54	3	7683.75	2.16	15	vérifiée
	y-y	5.54	2.91	6807.02	2.37	15	vérifiée
appui	xx=yy	1.95	2.02	3530.59	1.15	15	vérifiée

Vérification de la flèche

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

Suivant x-x

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{170} > \frac{1}{16} = 0.117 > 0.062 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0.062 > 0.024 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0011 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

La même chose selon y-y

b. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une 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 la vitesse

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

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

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

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 110cm \\ b_0 = 110cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140cm. \\ v = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140cm. \end{cases}$$

❖ **Calcul des sollicitations**

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

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.82 \quad \text{et } \rho = 1$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.82 \quad \text{et } \rho = 1$$

En se réfère à l'annexe 3 (PIGEAUD) on trouve : $M_1 = M_2 = 0.051$

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

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

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60KN$

$$\begin{cases} M_{x1} = 4.98KNm \\ M_{y1} = 4.98KNm \end{cases}$$

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

$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73KN$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \boxtimes M_{x2} = 1.03KNm$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \boxtimes M_{y2} = 1.03KNm$

μ_x et μ_y Sont donnée par l'annexe 3.

❖ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.01KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.01KNm \end{cases}$

❖ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 mètre et d'épaisseur 15 cm ($dx = dy = 18cm$). Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau :

Tableau II.23. Récapulatif des résultats du ferraillage de la dalle du local machine

zone	M (KN .m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	5.11	0.82	1.6	5T10 = 3.93
Appui	1.80	0.28	1.6	5T10 = 3.93

❖ **Vérification des à l'ELU**

Condition de non fragilité

En travée

$A^x_t = A^y_t = 5T10 = 3.93cm^2/ml > A_{min} = 1.6cm^2$

$A^y_t > \frac{A^t_x}{4} \dots\dots\dots$ vérifiée

En appui

$A^x_t = A^y_t = 5T10 = 3.93cm^2/ml > A_{min} = 1.6cm^2$

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'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (140 + 140)$$

$$U_c = 560 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 840 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

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

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = V_v = \frac{Q_u}{3 \times U_c} = 5.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.032 \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0032 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Espacement des barres

$$\text{Sens x-x': } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y': } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

❖ Vérification Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 4.42 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 4.42 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \boxtimes M_{x2} = 9.21 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times m_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 9.21 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.63 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13.63 \text{ KNm} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

Tableau II.24. Récapulatif des résultats des contraintes

Sans		Mt (KN.m)	y(m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
travée	x-x	11.58	3.32	9333.48	4.12	15	vérifiée
	y-y	11.58	3.32	9333.48	4.12	15	vérifiée
appui	xx=yy	4.09	3.32	9333.48	1.45	15	vérifiée

Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 / 170 = 0.117 \geq 1/16 = 0.06 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 20 / 170 = 0.11 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.018 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2.51 \cdot 100 \times 18 = 0.001 \leq 4,2 / f_e = 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage**

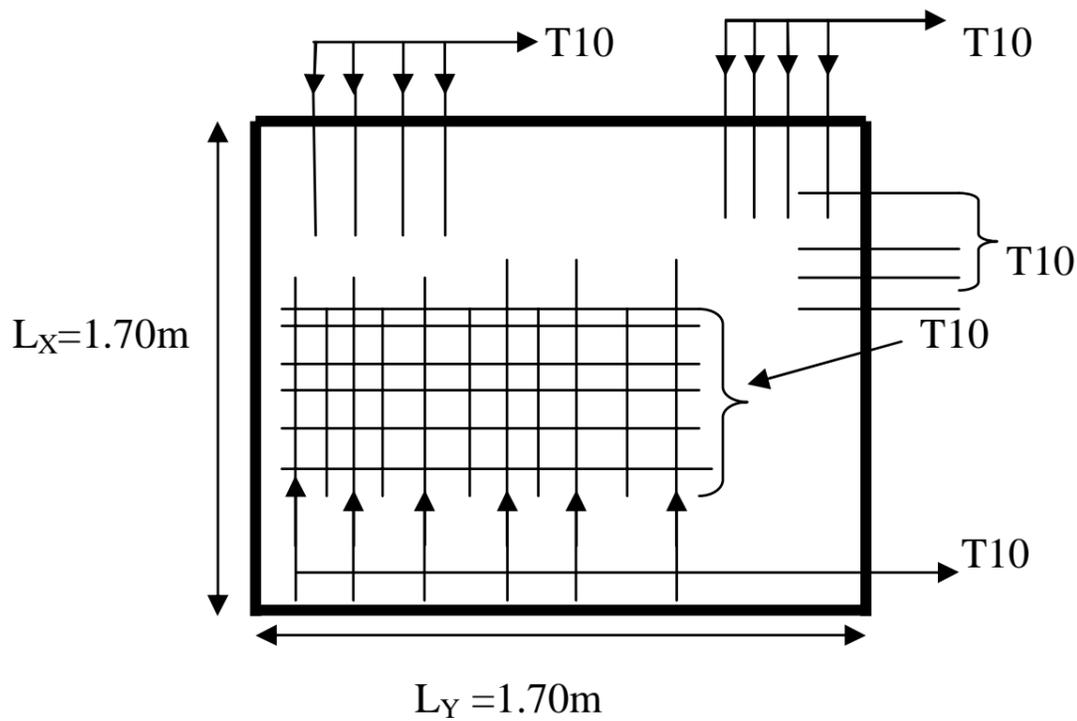


Fig. II.30. Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines

III.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'onde, qui à leur tour, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène sismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à Bejaïa, zone Iia selon le classement du RPA99/version2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire. A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique. La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

III.2. Méthode de calcul

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

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.

III.2.1. Méthode statique équivalente

Le Règlement Parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

❖ Calcul de la force sismique

D'après le RPA 99 article 4.2.3 page 25, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad \text{RPA 99 (Art : 4.2.3)}$$

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone

Sa valeur est donnée par le tableau 4.1 page 26 du RPA. Pour notre structure on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right.$$

Donc : $A = 0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 page 28 du RPA. Pour notre structure, on a un contreventement mixte voiles/portiques avec interaction.

Donc : $R = 5$

Q : facteur de qualité

Sa valeur est donnée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_i^6 P_q \quad \text{RPA99 (Art : 4.2.3)}$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donné par le **tableau 4-4 du RPA99**.

Tableau III.1. Valeurs de q

Critère q	Observation	Valeur de P_q
1. conditions minimales sur les files de contreventement	non observé	0.05
2. Redondance en plan	non observé	0.05
3. Régularité en plan	non observé	0.05
4. Régularité en élévation	non observé	0.05
5. Contrôl de la qualité des matériaux	observé	0
6. Contrôl de la qualité de l'exécution	observé	0

Donc : $Q=1.2$

W: poids total de la structure

$$W_X = W_Y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Art: 4.2.3)}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

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 RPA99.

Concernant notre projet on a des appartements à usage d'habitation

Donc : $\beta = 0.2$

On a : $W = 33093.415\text{KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (h) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{0.3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA99 (Tableau 4.7)**

D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol meuble (S3)

Donc: $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (\text{Art : 4.2.3}) \text{ frangin}$$

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

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$

Donc pour une construction mixte on prend la moyenne $\rightarrow \xi = 8.5\%$

D'où: $\eta = 0.81 > 0.7$ vérifiée.

❖ **Estimation de la période fondamentale (T) : RPA99 (Art 4.2.4)**

Selon le RPA99, la période empirique peut être calculée par deux formules:

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots (1)$$

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

$h_N = 36.72m$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA99.

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

Donc: $T = 0.7458s$

Et : $T = 0.09h_N / \sqrt{D} \dots\dots\dots(2) \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$

D : est la dimension du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée

$D_x = 20.40m, D_y = 19.63m$

Donc: $\begin{cases} T_x = 0.7317s \\ T_y = 0.7459s \end{cases}$

$T_x = \min(T_x; T) = 0.7317s > T_2 = 0.5s$

$T_y = \min(T_y; T) = 0.7458s > T_2 = 0.5s$

On a : $D = 2.5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car : } T_2 = 0.5s \leq T \leq 3s$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times (0.5/0.7317)^{2/3} = 1.57 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times (0.5/0.7458)^{2/3} = 1.55 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.7317 = 0.9512 \text{ s} \\ T_y = 1.3 \times 0.7458 = 0.9695 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est:

$$\begin{cases} V_x = 1870.44 \text{ KN} \\ V_y = 1846.61 \text{ KN} \end{cases}$$

III.2.2. Méthode d'analyse par accélérogramme

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

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

III.2.3. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

III.3. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet, en un même environnement, la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

III.3.1. Caractéristiques géométriques de la structure

Tableau III.2. Résumé des résultats des caractéristiques de la structure

Niveau	Hauteur(m)	Ai (m ²)	XG (m)	YG (m)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)
RDC	3.06	254	8.417	7.657	6778.87	7590.43
1	6.12	254	8.417	7.657	6778.87	7590.43
2	9.18	254	8.417	7.657	6778.87	7590.43
3	12.24	254	8.417	7.657	6778.87	7590.43
4	15.30	254	8.417	7.657	6778.87	7590.43
5	18.36	254	8.417	7.657	6778.87	7590.43
6	21.42	254	8.417	7.657	6778.87	7590.43
7	24.48	120	5.066	11.30	2549.19	951.47
8	27.54	120	5.066	11.30	2549.19	951.47
9	30.60	120	5.066	11.30	2549.19	951.47
10	33.66	120	5.066	11.30	2549.19	951.47
11	36.72	24	11	11	32	72

A_i : Surface du plancher au niveau i .

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonnée du centre de gravité du niveau.

I_X : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_Y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

III.3.2. Calcul des caractéristiques des nœuds maîtres

$$m_i = w_i / g$$

$$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$I_{mz} = (m_i/A) \times (I_x + I_y)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 Résumé des résultats des nœuds maîtres

Niveau	A_i (m ²)	W_G (KN)	W_Q (KN)	W_i (KN)	m_i (KN)	I_{mz} (KN.m ²)
3.06	254	3362.72	407.66	3735.60	380.79	21539.24
6.12	254	3362.72	407.66	3735.60	380.79	21539.24
9.18	254	3257.35	407.66	3629.69	369.99	20931.59
12.24	254	3257.35	407.66	3629.69	369.99	20931.59
15.30	254	3257.35	407.66	3629.69	369.99	20931.59
18.36	254	3163.068	407.66	3535.41	360.38	20387.90
21.42	254	2767.47	370.48	3026.64	308.52	17453.94
24.48	120	1708.34	185.26	1925.64	196.29	5726.29
27.54	120	1655.97	185.26	1873.28	190.95	5570.58
30.60	120	1655.97	185.26	1873.28	190.95	5570.58
33.66	120	1206.06	209.82	1490.50	151.93	4432.31
36.72	24	205.69	21.40	209.97	21.40	92.74

Avec :

W_G : poids permanent de l'étage.

W_Q : Poids d'exploitation de l'étage.

III.4. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux (voir tableau IV.3), on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

Tableau. III.4. Sections des poteaux

Niveaux	Dimensions avant	Dimensions après
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50x50	60x60
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45x45	55x55
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	40x40	50x50
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	35x35	45x45

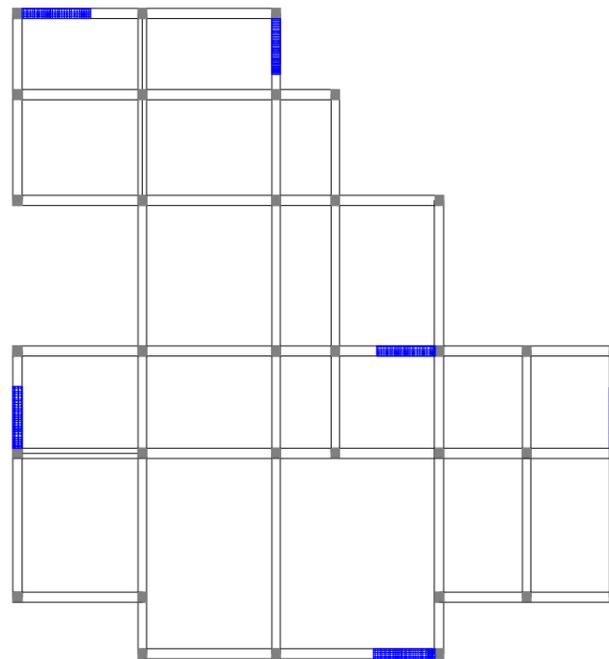


Fig. III.1. Disposition des voiles adoptés

III.5. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

III.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau III.5. Période et taux de participation

Mode	Périodes	Modes			Modes cumulés		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.8770	0.6458	0.02062	3.35E-9	0.6458	0.02062	3.35E-9
2	0.8132	0.03507	0.50703	2.08E-7	0.68087	0.52765	2.11E-7
3	0.6542	0.00341	0.13183	1.4E-6	0.68429	0.65949	1E-6
4	0.3262	0.09711	0.00133	2.84E-7	0.78139	0.66082	1.9E-6
5	0.2683	0.03645	0.05875	8E-6	0.81785	0.71956	1.02E-5
6	0.2422	0.00674	0.11157	3E-6	0.82459	0.83114	1.4E-5

7	0.1624	0.04863	0.00595	1.1E-5	0.87322	0.83709	2.5E-5
8	0.1322	0.01791	0.02495	1.5E-5	0.89133	0.86204	4.1E-5
9	0.1151	0.0012	0.04173	2.2E-5	0.89233	0.90377	6.3E-5
10	0.0941	0.01981	0.00139	5E-6	0.91214	0.90516	6.9E-5
11	0.0845	0.01029	0.00528	4E-6	0.92243	0.91044	7.3E-5
12	0.0735	0.00005	0.00061	2.9E-5	0.92248	0.91106	0.0001

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure III.1. la même chose peut constatée pour le deuxième mode suivant la direction Y figure III.2, et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV.3.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

III.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

En référent à l'article 4.3.6 du RPA version 2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau III.6 . Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	$V_{statique}$ (KN)	$0.8V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	observation
Sens x-x	1870.44	1620.84	2432.62	Vérifié
Sens y-y	1846.61	1610.24	2432.62	Vérifié

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.7317 = 0.9512s \\ T_y = 1.3 \times 0.7458 = 0.9695s \end{cases}$$

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

1^{er} Mode de vibration de déformation(T=0.8770s) : translation suivant x-x

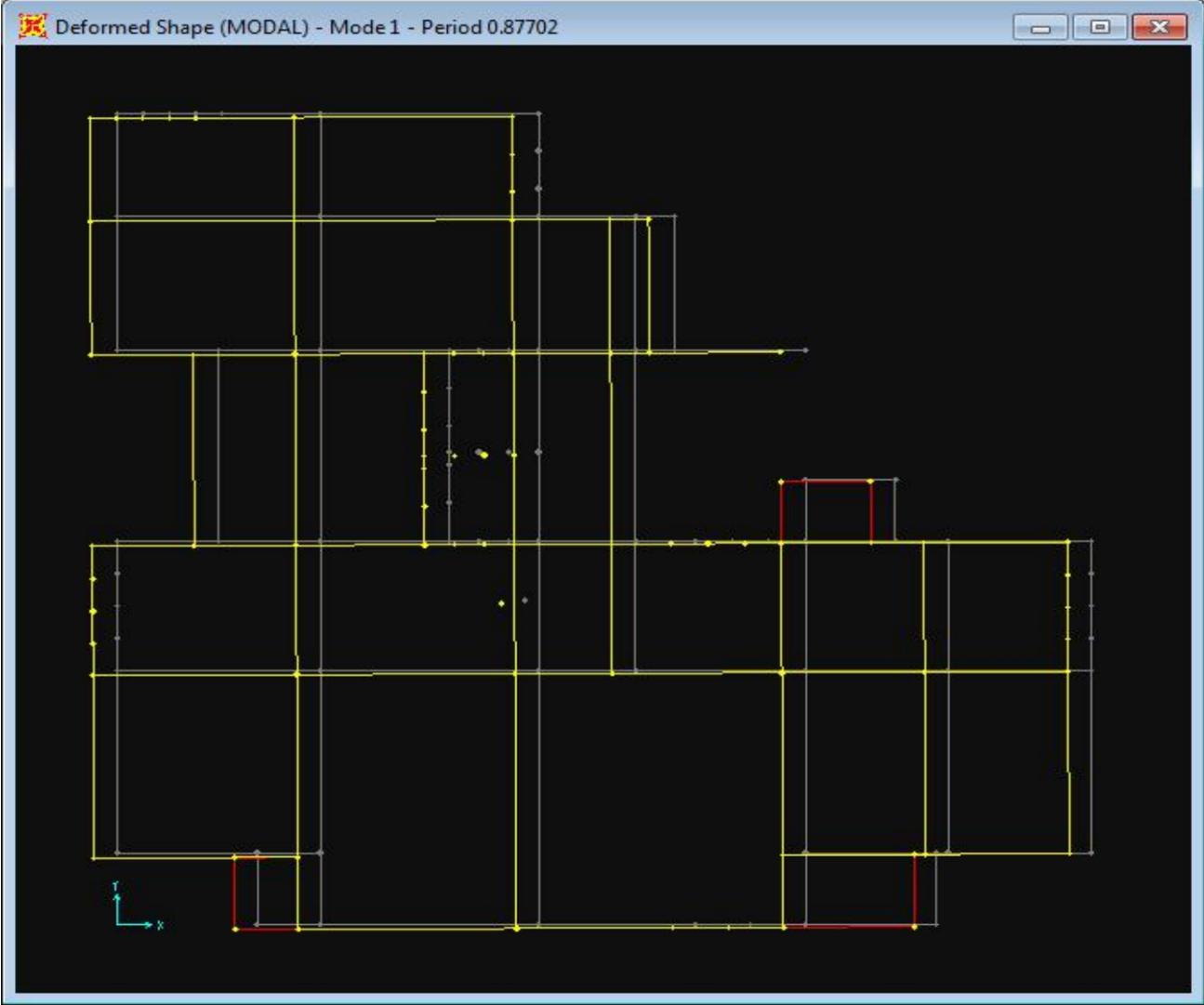


Fig.III.2.1^{er} mode translation selon x-x

2^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.8132s) : translation suivant y-y

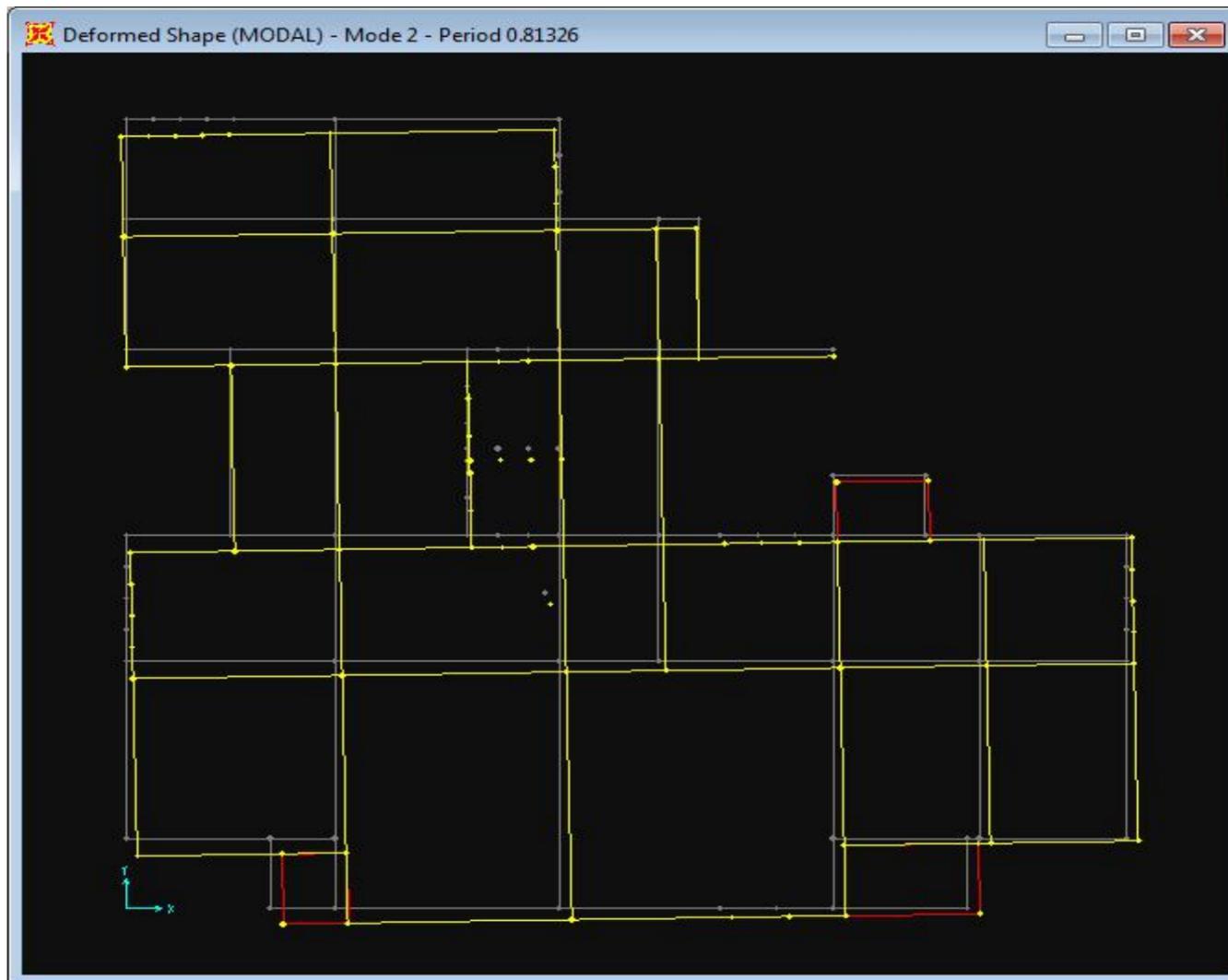


Fig.III.3.2émemode translation selon y-y

3^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.6542s) : rotation suivant z-z

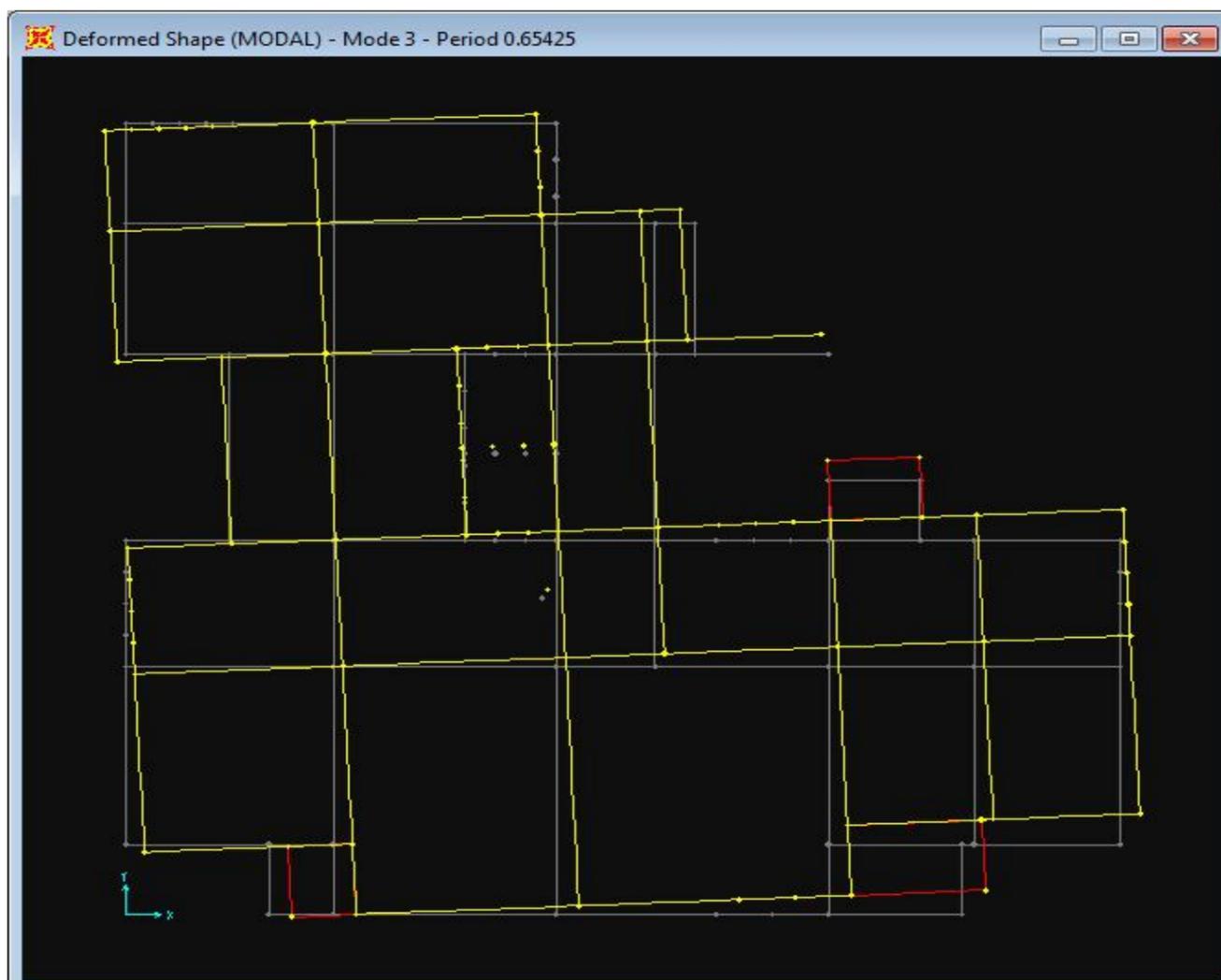


Fig.III.4. Rotation selon z-z

III.5.3. Justification de l'interaction voiles -portiques

❖ Sous charges verticales

Tableau III.7. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	37829.64	4411.29	89.55	10.44
1^{er} étage	33147.62	4100.50	88.99	11.00
2^{ème} étage	27870.96	3640.09	88.44	11.55
3^{ème} étage	23978.96	3333.41	87.79	12.20
4^{ème} étage	19643.97	2873.82	87.23	12.76
5^{ème} étage	15434.76	2336.56	86.85	13.14
6^{ème} étage	11103.97	1890.28	85.45	14.54
7^{ème} étage	7267.41	1355.88	84.27	15.72
8^{ème} étage	5400.24	1016.74	84.15	15.84
9^{ème} étage	3480.09	713.00	82.99	17.00
10^{ème} étage	1715.84	374.99	82.06	17.93

On remarque que l'interaction sous charges verticales exigée par le RPA est vérifiée.

❖ Sous charges horizontales

Tableau III.8. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	1092.68	778.55	58.39	41.60	106.75	92.41	53.59	46.40
1^{er} étage	1086.97	706.20	60.21	39.78	94.95	78.99	54.58	45.41
2^{ème} étage	1202.15	561.56	68.16	31.83	98.68	58.04	62.96	37.03
3^{ème} étage	1150.30	545.03	67.85	32.14	94.50	48.17	66.23	33.76
4^{ème} étage	1163.35	434.30	72.81	27.18	97.33	38.92	71.43	28.56
5^{ème} étage	1109.77	334.74	76.82	23.17	99.63	37.82	72.48	27.51
6^{ème} étage	994.13	271.87	78.52	21.47	92.31	84.01	52.35	47.64

7^{ème} étage	619.57	219.46	73.84	26.15	65.32	38.40	62.97	37.02
8^{ème} étage	473.42	186.71	71.71	28.28	53.61	33.91	61.25	38.74
9^{ème} étage	335.31	145.60	69.72	30.27	42.55	24.32	63.63	36.36
10^{ème} étage	362.29	45.27	88.89	11.10	51.84	16.54	75.80	24.19

On remarque que l'interaction sous charges horizontales exigée par le RPA est vérifiée.

III.5.4 .Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0,30 \quad (\text{Art : 7.1.3.3}) \quad \text{Tel que :}$$

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

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

f_{c_j} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau III.9. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section adoptée (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage	60x60	2605.151	0.289	Vérifié
3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage	55x55	1799.145	0.237	Vérifié
6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage	50x50	1062.186	0.169	Vérifié
9^{ème} et 10^{ème} étage	45x45	414.746	0.081	Vérifié

III.5.5. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 (Article 5.10)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.10. Vérification des déplacements

NIV	Sens xx					Sens yy			
	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	h_k	Δ_k / h_k	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	Δ_k / h_k
33.66	0.0208	0.104	0.008	3.06	0.0026	0.0037	0.0185	0.0025	0.00082
30.60	0.0192	0.096	0.0095	3.06	0.0031	0.0032	0.016	0.002	0.00065
27.54	0.0173	0.0865	0.01	3.06	0.0033	0.0028	0.014	0.002	0.00065
24.48	0.0153	0.0765	0.01	3.06	0.0033	0.0024	0.012	0.002	0.00065
21.42	0.0133	0.0665	0.0105	3.06	0.0034	0.002	0.01	0.0075	0.0024
18.36.	0.0112	0.0560	0.0105	3.06	0.0034	0.0017	0.0085	0.0015	0.00049
15.30	0.0091	0.0455	0.0245	3.06	0.0080	0.0014	0.007	0.002	0.00065
12.24	0.0070	0.0350	0.0110	3.06	0.0036	0.001	0.005	0.0015	0.00049
9.18	0.0048	0.0240	0.010	3.06	0.0033	0.0007	0.0035	0.0015	0.00049
6.12	0.0028	0.0140	0.0085	3.06	0.0028	0.0004	0.002	0.001	0.00033
3.06	0.0011	0.0055	0.0055	3.06	0.0018	0.0002	0.001	0.001	0.00033

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

III.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet du 2^{ème} ordre ou effet (P- Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10.$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

(k)

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k)

h_k : hauteur d'étage (k)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k)

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11. Vérification à L'effet P- Δ

Hauteur (m)	h_K (m)	Pk (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k (cm)
3.06	3.06	37261.717	0.0055	1871.242	0.035	0.001	199.177	0.061
6.12	3.06	31524.64	0.0085	1775.177	0.049	0.001	173.949	0.060
9.18	3.06	27325.960	0.010	1763.723	0.050	0.0015	156.728	0.085
12.24	3.06	22531.496	0.0110	1695.344	0.047	0.0015	142.681	0.077
15.30	3.06	17785.032	0.0245	1597.662	0.089	0.002	136.265	0.085
18.36	3.06	13007.964	0.0105	1444.521	0.030	0.0015	137.462	0.046
21.42	3.06	8636.992	0.0105	1266.006	0.023	0.0075	176.335	0.092
24.48	3.06	6430.685	0.01	839.045	0.025	0.002	103.734	0.040
27.54	3.06	4406.799	0.01	660.141	0.021	0.002	87.521	0.033
30.60	3.06	2303.939	0.0095	480.922	0.014	0.002	66.881	0.022
33.66	3.06	213.10	0.008	407.563	0.001	0.0025	68.389	0.001

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure

IV.1.Introduction

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

IV.2.Etude des poutres

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des efforts internes (donnés par le SAP2000), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

1. $1.35G+1.5Q$
2. $G+Q$
3. $G+Q+E$
4. $G+Q-E$
5. $0.8G+E$
6. $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a quatre types de poutres à étudier :

❖ **Les poutres de vide sanitaire au 6^{ème} étage**

- poutres principales (30×45),
- poutres secondaires (30×40),

❖ **Les poutres de 7^{ème} au 10^{ème} étage**

- ❖ – poutres principales (30×40),
- poutres secondaires (30×35),

IV.2.1. Recommandations du RPA99

a. Armatures longitudinales

- 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 $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé ;
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

IV.2.2. Calcul du ferrailage**a. Les armatures longitudinales**

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA.

Les tableaux suivants regroupent le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau IV.1. Les armatures longitudinales dans les poutres

Etage	Type des Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (SAP) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A adoptée (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC et 1^{er}	Poutre Principale	30x45	Appui	13.96	6.75	14,04	3T20+3T14
			Travée	13.70	6.75	14,04	3T20+3T14
	Poutre Secondaire	30x40	Appui	6.24	6	9.24	6T14
			Travée	8.64	6	9.24	6T14
2^{ème} et 3^{ème}	Poutre Principale	30x45	Appui	14.35	6.75	15.45	3T20+3T16
			Travée	8.94	6.75	9.24	6T14
	Poutre Secondaire	30x40	Appui	6.20	6	6.79	6T12
			Travée	7.81	6	9.24	6T14
4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème}	Poutre Principale	30x45	Appui	14.61	6.75	15.45	3T20+3T16
			Travée	12.70	6.75	14,04	3T20+3T14
	Poutre Secondaire	30x40	Appui	6.24	6	6.79	6T12
			Travée	8.74	6	9.24	6T14
7^{ème} et	Poutre	30x40	Appui	8.44	6	9.24	6T14

8 ^{ème}	Principale		Travée	7.54	6	9.24	6T14
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	9.00	5.25	9.24	6T14
			Travée	8.56	5.25	9.24	6T14
9 ^{ème} , 10 ^{ème} et 11 ^{ème}	Poutre Principale	30x40	Appui	6.48	6	9.24	6T14
			Travée	6.84	6	9.24	6T14
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	5.77	5.25	9.24	6T14
			Travée	6.70	5.25	9.24	6T14

IV.2.3. Vérification à l'ÉLU

1. Condition de non fragilité

a. Poutres principales (30x45)

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.30 \times 0.43 \times 2.1 / 400 = 1.55 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b. Poutres principales et secondaires (30x40):

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.30 \times 0.38 \times 2.1 / 400 = 1.37 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

c. Poutres secondaires (30x35):

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.30 \times 0.33 \times 2.1 / 400 = 1.19 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte tangentielle maximale

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 * f_{c28}; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b * d} < 3.25 \text{MPa}$$

Tableau IV.2. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (MN)	τ _u (MP)	τ̄ _u (MPa)	Observation
Principale(30x45)	0.197	1.52	3.25	Vérifiée
Principale(30x40)	0.175	1.53	3.25	Vérifiée
Secondaires(30x40)	0.0858	0.75	3.25	Vérifiée
Secondaires(30x35)	0.0829	0.83	3.25	Vérifiée

3. Armatures transversales

3.1. Diamètre des armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifiée la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}, \frac{300}{10}, 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

3.2. Espacement des barres

Selon le BAEL91 (Article H.III.3) :

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min(0,9*d; 40\text{cm}) \text{ donc } S_{t1} \leq 29.70\text{cm}. \\ S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.67\text{cm}. \\ S_{t3} \leq \frac{0,9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b_0 * (\tau_u - 0,3 * f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 163,82\text{cm} \end{array} \right.$$

Les exigences du RPA :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 11.25 \text{ cm} . \text{ On adopte un espacement de } 10 \text{ cm en zone nodale sur une}$$

longueur de $l = 2 \times h = 90 \text{ cm} .$

$$S \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}. \text{ On adopte un espacement de } 15 \text{ cm en zone courante.}$$

3.3. Vérification de la section minimale de A_t

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b < A_t$ (calculée)

Poutres principales et secondaires:

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

4. Vérification des armatures longitudinales

4.1. Longueurs de recouvrement

$$L_r > 40\phi_L$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 * 2 = 80 \text{ cm}, \text{ on adopte } L_r = 85 \text{ cm}.$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.6 = 64 \text{ cm}, \text{ on adopte } L_r = 70 \text{ cm}.$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.4 = 56 \text{ cm}, \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}.$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.2 = 48 \text{ cm}, \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm}.$$

4.2. Vérification au cisaillement

$$\text{Appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$\gamma_s = 1.15 ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _L (cm)	V _u (MN)	M _a (MN.m)	A ₁ ^{rive} (cm ²)	A ₁ ^{int} (cm ²)	Observ
Principale(30x45)	15.45	0.197	0.1915	5.66	-8.56	Vérifiée
Principale(30x40)	9.24	0.175	0.1121	5.03	-0.44	Vérifiée
Secondaires(30x40)	9.24	0.0858	0.0809	2.46	-0.43	Vérifiée
Secondaires(30x35)	9.24	0.082	0.0855	2.35	-5.92	Vérifiée

$\frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) < 0$; Donc aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort tranchant.

5. Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

➤ **En zone courante**

3T20+3T16 = 15.45cm² < 4% * b * h = 54 cm²Vérifiée.

➤ **En zone de recouvrement**

6T14+3T20+3T16 = 24.69cm² < 6% * b * h = 81 cm²Vérifiée

6. Vérification à l'ELS :

6.1. État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte de compression de béton

6.2. Etat limite de compression du béton

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (MN.m)	Y(m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	Vérification
Principale(30x45)	appui	0.139	0.192	2.02×10 ⁻³	13.21	Vérifiée
	travée	0.038	0.185	1.89×10 ⁻³	3.71	Vérifiée
Principale(30x40)	appui	0.047	0.147	1.07×10 ⁻³	6.45	Vérifiée
	travée	0.023	0.147	1.07×10 ⁻³	3.16	Vérifiée
Secondaires(30x40)	appui	0.043	0.147	1.07×10 ⁻³	5.90	Vérifiée
	travée	0.013	0.147	1.07×10 ⁻³	1.78	Vérifiée
Secondaires(30x35)	appui	0.062	0.134	7.73×10 ⁻⁴	10.74	Vérifiée
	travée	0.012	0.134	7.73×10 ⁻⁴	2.08	Vérifiée

6.3. Vérification de la flèche

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

TableauIV.5.Vérification des conditions de la flèche

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principale(30x45)	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Principale(30x40)	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaires(30x40)	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaires(30x35)	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

7. Schémas de ferrailage

Comme exemple de schéma de ferrailage on va prendre les poutres secondaires de 1^{ème} étage

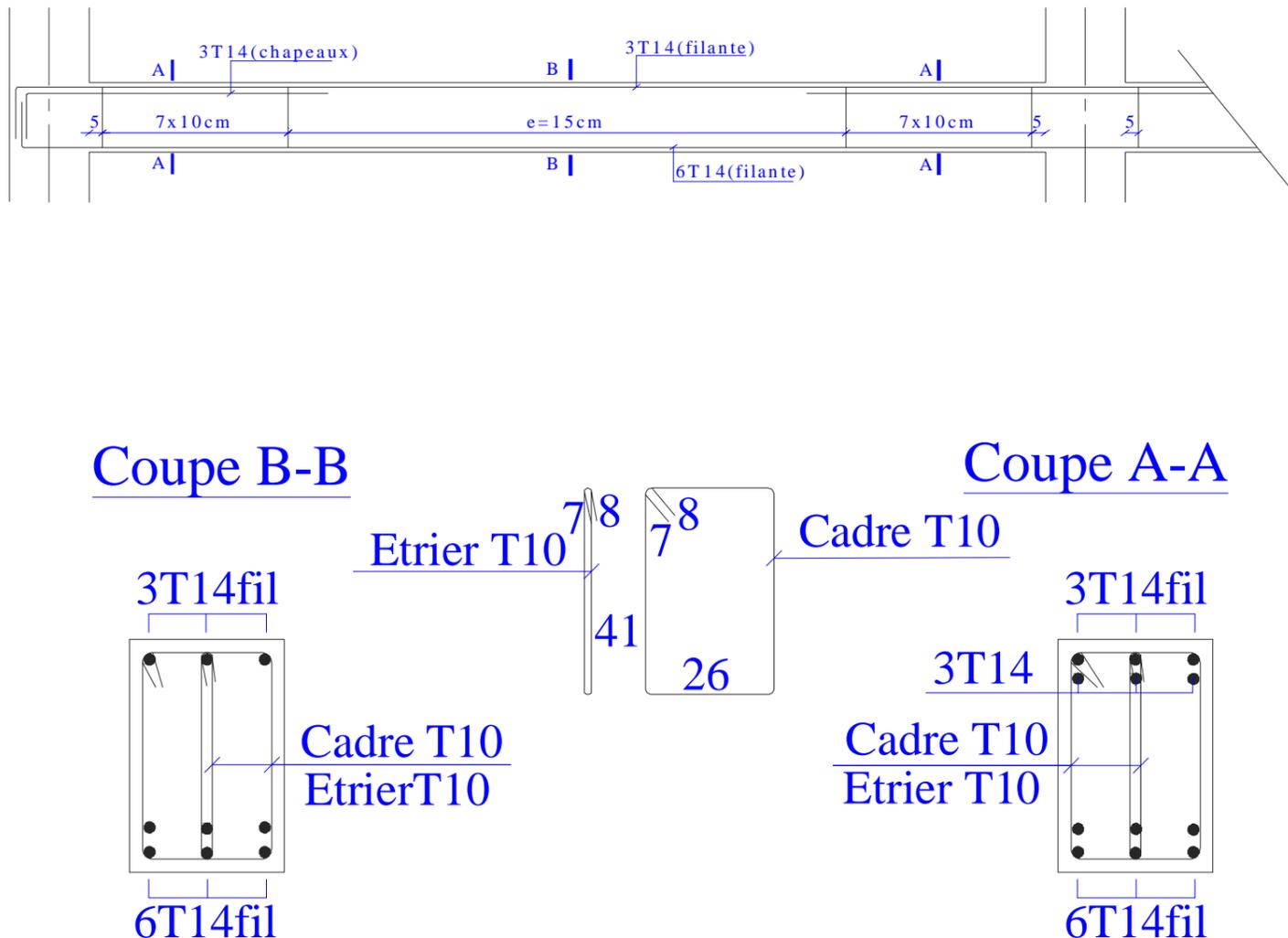


Fig.IV.1. Schéma de ferrailage des poutres d'étage 1

IV.3. Etude des poteaux

IV.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+E
- 0.8G-E

IV.3.2. Les recommandations du RPA 99/2003

a. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de :
 - 4 % en zones courantes.
 - 6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC, 1, 2^{ème} étage	60x60	28.8	144	216
3,4, et 5^{ème} étage	55x55	24.2	121	181.5
6,7 et 8^{ème} étage	50x50	20	100	150
9,10 et 11^{ème} étage	45x45	16.20	81	121.5

b. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

RPA99 (Article 7.4.2.2)

Avec :

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 fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :** $t = \min(10, 15\text{cm}) \Rightarrow$ en zone **IIa**

- **Dans la zone courante :** $t \leq 15\phi_l \Rightarrow$ en zone **IIa**

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A}{t \times b_1}$ 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'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

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 être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

IV.3.3. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites de logiciel SAP2000.V14 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Sollicitations dans les poteaux.

poteau	M_{\max} , N_{corr}		N_{\max} , M_{corr}		N_{\min} , M_{corr}	
	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{\min} (KN)	M_{corr} (KN.m)
60x60	122.54	962.37	2605.15	14.091	27.045	46.88
55x55	151.91	666.56	1799.14	8.90	4.075	10.21
50x50	173.47	226.77	1062.18	10.30	4.45	35.44
45x45	80.33	189.039	414.74	20.74	0.56	11.34

IV.3.4. Ferrailage des poteaux

a. Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa.

Tableau IV.8. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveaux	sections	M (KN.m)	N(KN)	A_s	A_i	A_{RPA}	A_{adop}	N ^{bre} barres
RDC, 1er 2^{ème} étage	60x60	122.54	962.37	0	0	28.80	30.29	12T16+4T14
3,4, et 5^{ème} étage	55x55	151.91	666.56	0	0	24.20	26.51	12T14+4T16
6, 7 et 8^{ème} étage	50x50	173.47	226.77	0	0	20.00	24.13	12T16
9,10 et 11^{ème} étage	45x45	-80.33	189.04	0	0	16.20	18.47	12T14

b. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau IV.9. Sections des armatures transversales dans les poteaux

Section (cm ²)	ϕ_l^{\min}	I_f	λ_g	V_d (KN)	L_r (cm)	t zone nodale	t zone courante	A_t (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_t \text{ Opt}$ (cm ²)	N ^{bre} de barres
60x60	1.4	214.2	3.57	66.26	56	10	15	0.15	4.95	5.50	7T8
55x55	1.4	214.2	3.89	98.22	56	10	15	0.25	4.54	4.71	6T8
50x50	1.6	214.2	4.28	73.78	64	10	15	0.21	4.12	4.71	6T8
45x45	1.4	214.2	4.76	50.27	56	10	15	0.16	3.71	4.71	6T8

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales. $(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max})$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.3.4. Vérifications

1. vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 3.06$ m et un effort normal égal à : $N_u = 2220.57$ KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.142m \text{ (Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.173m \quad \text{(Rayon de giration).}$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2.142}{0.173} = 12.38 \Rightarrow \alpha = 0.83$$

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.34m \quad \text{(Section réduite).}$$

Donc :

$$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0.34 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 30.29 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5226.80KN$$

$$\text{On a } N_{\max} = N_u = 2208.48KN < N_u = 5226.80 KN$$

condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

2. Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Tableau IV.10. Justification de l'effort normal ultime

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	i	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _{max} (MN)	N _u (MN)
RDC1, 2 ^{ème} étage	60x60	3.06	2.142	0.173	12.38	0.83	30.29	0.34	2.208	5.22
3, 4, 5 ^{ème} étage	55x55	3.06	2.142	0.158	13.55	0.82	26.51	0.28	1.621	5.01
6, 7, 8 ^{ème} étage	50x50	3.06	2.142	0.144	14.87	0.82	24.13	0.23	1.041	4.18
9, 10, 11 ^{ème} étage	45x45	3.06	2.142	0.129	16.60	0.81	18.22	0.18	0.368	3.21

Du tableau ci-dessus on constate que N_{max} < N_u

3. Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d' = 0.9 \times h$$

On a : A' = 0 ⇒ I_{gg} = $\frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

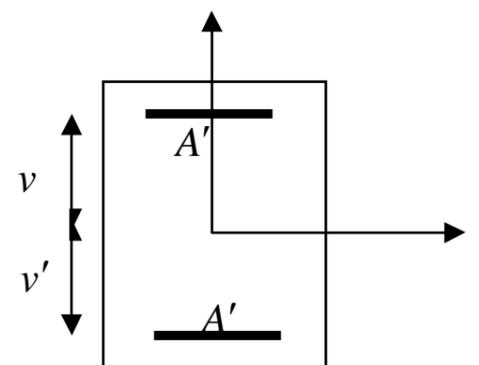


Fig.IV.2. Section d'un poteau

Tableau IV.11. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section	d (cm)	A (cm ²)	ν (cm)	V' (cm)	I_{gg} (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN)	σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)
RDC,1,2^{ème}	60x60	58	30.29	33.14	26.86	0.011	1899.7	60.32	7.09	15
3,4, et 5^{ème}	55x55	53	26.51	35.98	30.46	0.014	1312.9	53.08	5.70	15
6, 7 et 8^{ème}	50x50	48	24.13	27.91	20.09	0.006	775.70	54.36	5.62	15
9,10 ,11^{ème}	45x45	43	18.22	24.93	20.06	0.004	226.77	29.08	2.93	15

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

4. Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.2)

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV.12. Vérification des contraintes tangentielles.

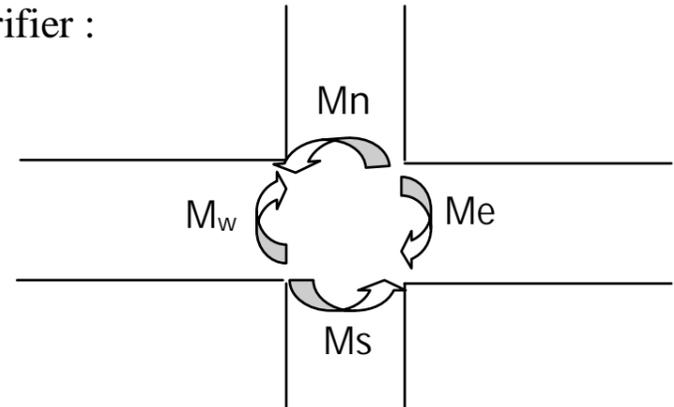
Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
RDC,1er 2^{ème}	60x60	2.142	3.57	0.04	58	66.26	0.19	1
3,4, et 5^{ème}	55x55	2.142	3.89	0.04	53	98.22	0.33	1
6, 7 et 8^{ème}	50x50	2.142	4.28	0.04	48	73.78	0.31	1
9,10 et 11^{ème}	45x45	2.142	4.76	0.04	43	50.27	0.26	1

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

5. 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 :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$



5.1. 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.

$$M_R = A_s \times z \times \sigma_s \quad \text{avec : } z = 0.9h \text{ et } \sigma_s = f_s / \gamma_s = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.13. Les moments résistant dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Z(m)	As(cm ²)	MR(KN.m)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	60x60	0.54	30.29	569.21
3, 4, et 5 ^{ème}	55x55	0.495	26.51	456.66
6, 7 et 8 ^{ème}	50x50	0.45	24.13	377.87
9, 10 et 11 ^{ème}	45x45	0.405	18.22	256.79

5.2. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab V.13). On effectue la vérification de la zone nodale pour trois nœuds de chaque niveau :

- Nœud de rive (N1)
- Nœud central (N2)
- Nœud d'angle (N3)

Tableau IV.14. Vérification de la zone nodale

Niveau	Nœud	Mn	Ms	Mn+Ms	Mw	Me	1.25 (Me+Mw)	Obser
RDC+1étage	N1	569.21	569.21	1138.42	0	395.19	493.98	vérifiée
	N2	569.21	569.21	1138.42	395.19	395.19	987.97	vérifiée
	N3	569.21	569.21	1138.42	395.19	395.19	987.97	vérifiée
2^{ème} étage	N1	456.66	569.21	1025.87	0	347.98	434.97	vérifiée
	N2	456.66	569.21	1025.87	347.98	347.98	869.95	vérifiée
	N3	456.66	569.21	1025.87	347.98	347.98	869.95	vérifiée
3+4^{ème} étage	N1	456.66	456.66	913.32	0	347.98	434.97	vérifiée
	N2	456.66	456.66	913.32	347.98	347.98	869.95	vérifiée
	N3	456.66	456.66	913.32	347.98	347.98	869.95	vérifiée
5^{ème} étage	N1	377.87	456.66	834.53	0	231.51	289.38	vérifiée
	N2	377.87	456.66	834.53	231.51	231.51	587.77	vérifiée
	N3	377.87	456.66	834.53	231.51	231.51	587.77	vérifiée
6+7^{ème} étage	N1	377.87	377.87	755.74	0	231.51	289.38	vérifiée
	N2	377.87	377.87	755.74	231.51	231.51	587.77	vérifiée
	N3	377.87	377.87	755.74	231.51	231.51	587.77	vérifiée
8^{ème} étage	N1	256.79	377.87	634.66	0	231.51	289.38	vérifiée
	N2	256.79	377.87	634.66	231.51	231.51	587.77	vérifiée
	N3	256.79	377.87	634.66	231.51	231.51	587.77	vérifiée
9+10^{ème} étage	N1	256.79	256.79	513.58	0	231.51	289.38	vérifiée
	N2	256.79	256.79	513.58	231.51	231.51	587.77	vérifiée
	N3	256.79	256.79	513.58	231.51	231.51	587.77	vérifiée

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

6. Schéma de ferrailage des poteaux

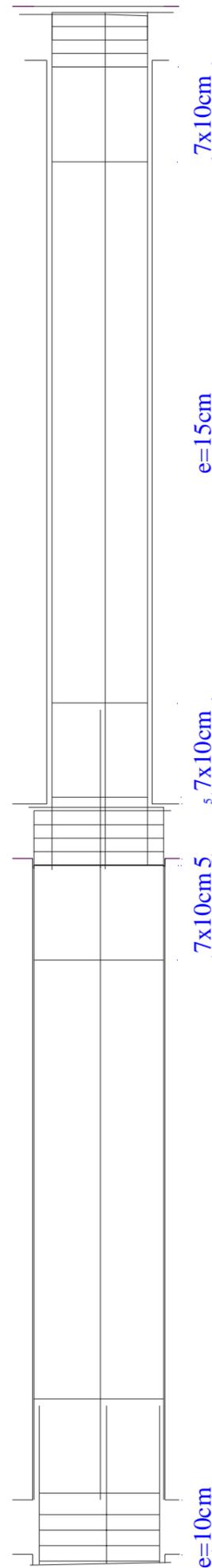


Fig IV.3. Réduction des sections des poteaux

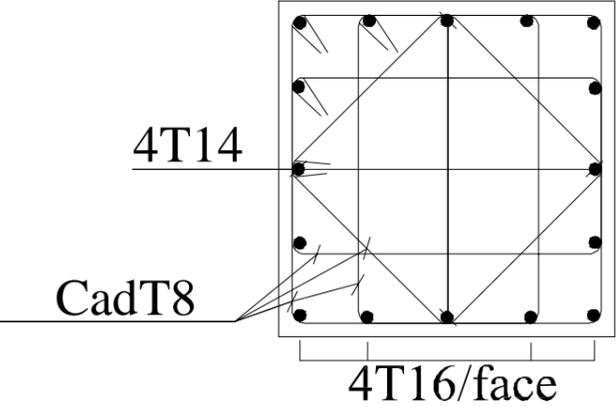
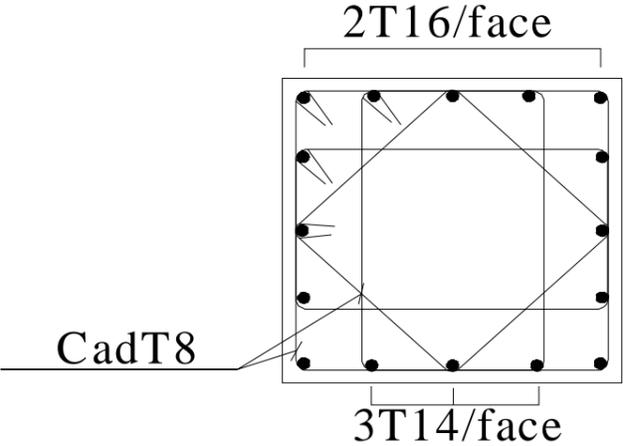
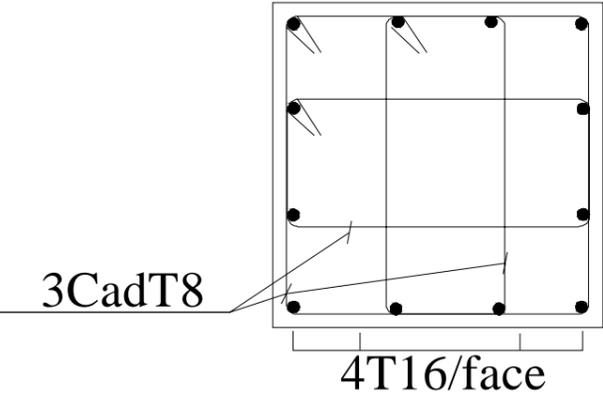
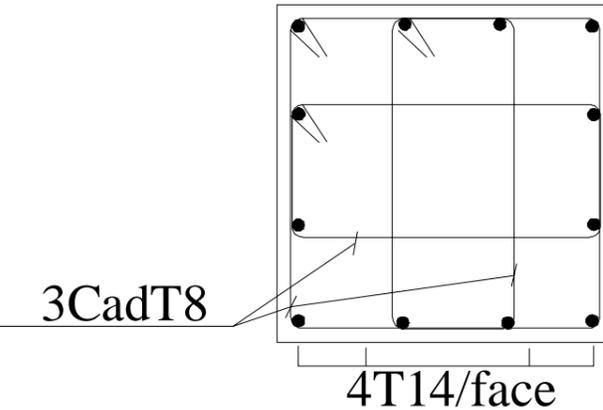
Niveaux	Schémas de ferrailage des poteaux rectangulaires
RDC, 1er 2 ^{ème}	
3,4, et 5 ^{ème}	
6, 7 et 8 ^{ème}	
9,10 et 11 ^{ème}	

Fig. IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux

IV.4. Etude des voiles

IV.4.1. Introduction

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres, ils présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Trois grandes catégories de structures contreventées par voiles peuvent être rencontrées :

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques,
- 2) structures à noyau central,
- 3) structures uniquement à murs porteurs.

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1- 1.35G+1.5Q$$

$$2- G + Q \pm E$$

$$3- 0.8G \pm E$$

IV.4.2 .Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a. Aciers verticaux [7.7.4.1]

- Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Aciers horizontaux [7.7.4.2]

- Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10f.

c. Règles communes

- Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante (non tendue) 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40f pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - 20f pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1V/f_e \quad \text{avec : } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.4.3.Ferraillage des voiles**❖ Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

- **Méthode de calcul** : Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant.

$N_{min} \rightarrow M$ correspondant.

$M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

❖ **Armatures horizontales**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K=0$ (pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

❖ **La longueur de recouvrement**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

❖ **Règles communes**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.15 \% & \dots\dots\text{voile complet.} \\ A_{min} = 0.10 \% & \dots\dots\text{zone courante.} \end{cases}$$

❖ **Diamètres des barres**

$$\Phi < a/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

❖ **Espacement des barres horizontales et verticales**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

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

➤ **Calcul du ferrailage du voile**

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

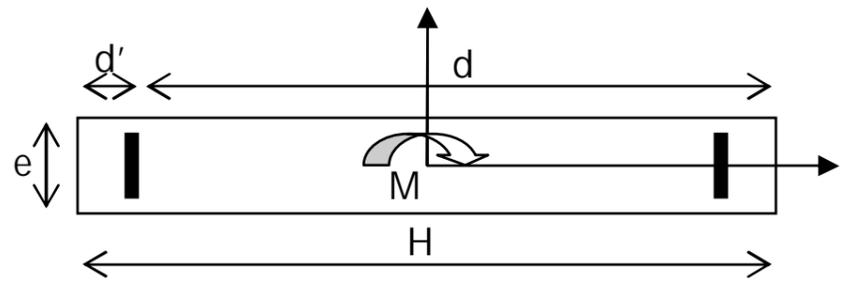


Fig. IV.5. Schéma d'un voile plein

Les résultats de ferrailrages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

A_{vmin}^{BAEL} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

A_{vmin}^{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.

S_t : Espacement.

A_H^{min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Voile sens xx (Vx) : L=2m

On na des même voile sur le sens x-x

Tableau IV.15. Ferrailage des voiles // à x-x' l=2m

Niveau	RDC+1+2 ^{eme} étage	3, 4 ^{eme} étage	5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage	9,10 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.15×2=0.3	0.15×2=0.3	0.15×2=0.3	0.15×2=0.3	0.15×2=0.3
N (KN)	1042.62	708.30	528.11	432.89	230.09
M (KN.m)	532.81	34.36	137.46	112.34	71.07
V (KN)	214.81	168.88	119.51	84.39	65.19
τ_U MPa	1.110	0.875	0.620	0.620	0.438
A_v cal /face (cm ²)	19.20	10.92	9.18	7.51	4.21
A_v min/face (cm ²)	4.50	6.00	6.00	6.00	6.00
A_v adop/face (cm ²)	20.36	13.56	13.56	11.78	11.78
N ^{barre} /face	8T14+4T16	12T12	12T12	15T10	15T10
S_t (cm)	15	15	15	15	15

Ah cal/face (cm²)	5.09	3.39	3.39	2.94	2.94
Ah min/face (cm²)	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88
Ah adop/face (cm²)	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78
N^{barre}/face	15T10	15T10	15T10	15T10	15T10
S_t(cm)	20	20	20	20	20

Voile sens yy : (Vy) : L=2m

On na des même voile sur le sens y-y

Tableau IV.16. Ferrailage du voile sens Vyy .

Niveau	RDC+1+2 ^{eme} étage	3, 4 ^{eme} étage	5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage	9,10 ^{eme} étage
Section (cm²)	0.15×2=0.3	0.15×2=0.3	0.15×2=0.3	0.15×2=0.3	0.15×2=0.3
N (KN)	1122.32	1045.46	793.65	539.95	305.55
M (KN.m)	149.26	17.67	13.031	47.64	29.49
V (KN)	68.67	36.34	28.47	56.49	44.79
τ_U MPa	0.356		0.147	0.292	0.232
Av cal /face (cm²)	17.42	15.407	11.68	8.78	5.028
Av min/face (cm²)	4.50	6.00	6.00	6.00	6.00
Av adop/face(cm²)	20.36	18.48	13.56	13.56	13.56
N^{barre}/face	4T16+8T14	12T14	12T12	12T12	12T12
S_t (cm)	15	15	15	15	15
Ah cal/face (cm²)	5.09	4.62	3.39	3.39	3.39
Ah min/face (cm²)	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88
Ah adop/face (cm²)	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78
N^{barre}/face	15T10	15T10	15T10	15T10	15T10
S_t (cm)	15	15	15	15	15

IV.3.4. Vérification au Cisaillement

Selon le RPA99 (Art 7.7.2), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : b_0 - épaisseur du voile et d - hauteur utile

D'après les résultats obtenus dans l'analyse dynamique

Tableau. IV.17. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	RDC,1,2 ^{eme} étage	3, 4 ^{eme} étage	5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage	9,10 ^{eme} étage
V(KN)	214.81	168.88	119.51	84.39	65.19
τb (MPa)	5	5	5	5	5
τ_U (MPa)	1.110	0.875	0.620	0.620	0.438
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On voit bien à travers ce tableau que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée,
Donc pas de risque de cisaillement.

Tableau IV.18. Ferrailage du voile de la sanseure sens Vyy

Niveau	RDC,1,2 ^{eme} étage	3, 4 ^{eme} étage	5,6 ^{eme} étage	7,8 ^{eme} étage	9,10 ^{eme} étage
Section (cm ²)	0.675	0.675	0.675	0.675	0.675
N (KN)	4259.00	2282.026	1604.68	1167.77	625.99
M (KN.m)	-249.48	-97.38	107.74	-71.51	31.42
V (KN)	131.46	127.019	102.81	146.28	129.49
τ_U MPa	0.349	0.338	0.273	0.389	0.349
Av cal /face (cm ²)	55.63	29.64	24.25	15.28	8.12
Av min/face(cm ²)	11.70	11.70	11.70	11.70	11.70

Av adop/face (cm²)	62.83	34.56	25.07	15.83	13.57
N^{barre}/face	20T20	8T16+12T14	14T12+6T14	14T12	12T12
S_t (cm)	20	20	20	25	30
Ah cal/face (cm²)	15.70	8.64	6.27	3.96	3.39
Ah min/face (cm²)	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
Ah adop/face(cm²)	15.71	15.71	11.78	9.42	9.42
N^{barre}/face	20T10	20T10	15T10	12T10	12T10
S_t (cm)	10	10	15	20	20

❖ Schéma de ferrailage du voile, sans x-x

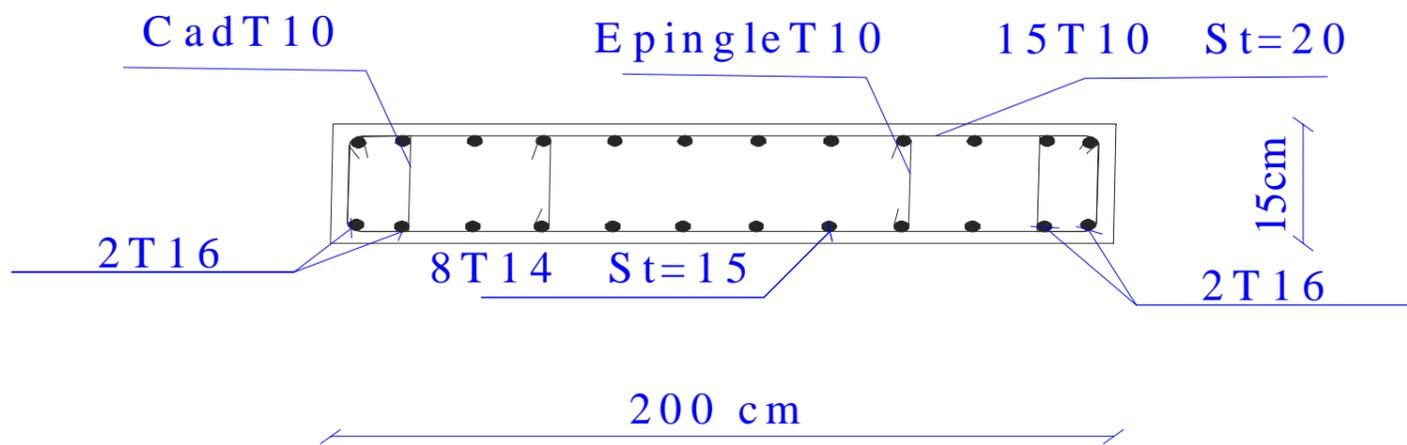


Fig. IV.6. Schéma de ferrailage du voile de RDC

V.1.Introduction

L'infrastructure est la partie de l'ouvrage qui transmet au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

V.2.Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les Charges transmises au sol.

D'après le rapport du sol, vu l'importance du projet il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 4,20m de la cote du terrain naturel et un taux de travail de 1.9 bar.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Article 10.1.4.1)}$$

V.2.1. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique.

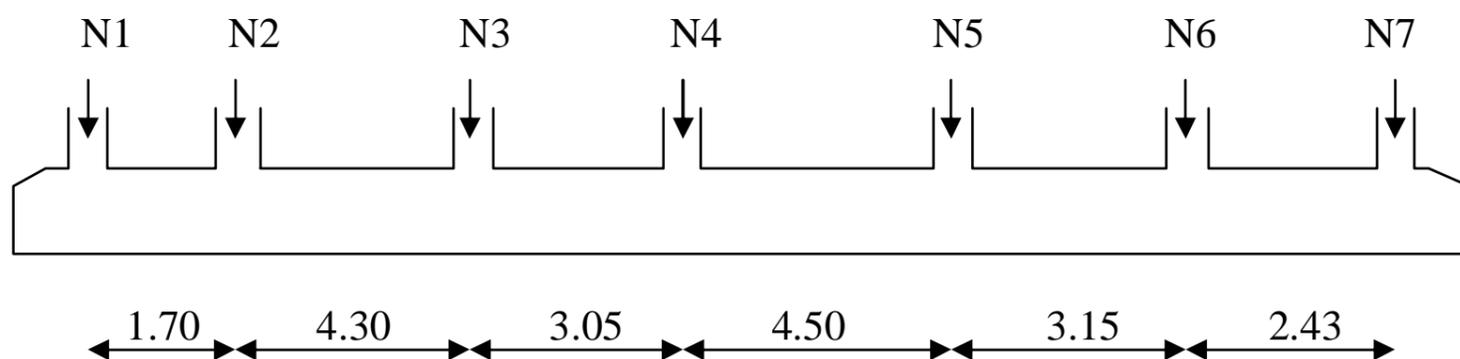


Fig. V.1.Semelle filante

Nous allons faire le calcul comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$B_1 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{15.11106}{0.19 \times 19.13} = 4.16m$$

Sachant que l'entre axe des deux portiques précédent est de 4.20 m nous constatons qu'il y a chevauchement entre les deux semelles filantes, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général

V.2.2. Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

V.2.2.1. Pré dimensionnement

❖ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = 60cm \quad ht : \text{hauteur des nervures.}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = 30cm \quad hr : \text{hauteur de la dalle.}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. $L_{max} = 6.00m$

❖ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que: $\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max} \dots\dots\dots(1)$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}} \dots\dots\dots(2)$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \dots\dots\dots(3)$$

b : La largeur de la semelle.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K= 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K= 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$\text{De (1), (2) et (3)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^2 \times E}}$$

$$h_t \geq 0.92 \text{ m}$$

A partir des deux conditions, on prend : $\left. \begin{matrix} h_t=95\text{cm} \\ h_r=30\text{cm} \end{matrix} \right\}$

V.2.2.2.Calcul de la surface du radier

$N_s = 51526.32\text{KN}$: Effort normal total transmet par la structure donné par le SAP2000 sous la combinaison : G+Q

$$S_{Rad} \geq \frac{N}{\sigma_{Sol}}$$

$$S_{Rad} \geq \frac{51526.32}{190} = 271.20 \text{ m}^2$$

On a : $S_{Structure} = 430.82 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 430.82 \text{ m}^2 \Rightarrow$ donc on adopte :

$$S_{rad} = S_{bat} = 430.82 \text{ m}^2 \quad (\text{Le radier comporte pas de débord})$$

V.2.2.3.Les vérifications

1.Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

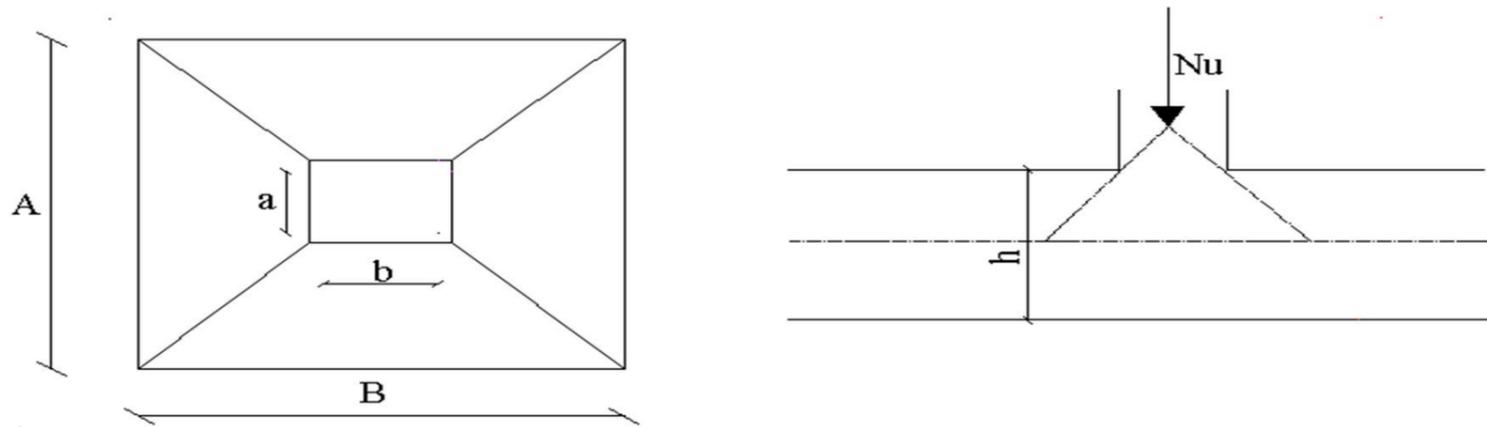


Fig.V.2. Schéma du poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$h = 95\text{cm}$.

$$\mu_c = (a+b+2h) \cdot 2$$

$$\mu_c = 2 \cdot (0.60 + 0.60 \cdot 2 + 1.2) = 6.2\text{m}$$

$$N_u = 2605.15 \leq 0.045 \cdot 5.4 \cdot 0.6 \cdot 25 / 1.5 = 4417.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

2.Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme *Geosec* on a :

$$I_y = 17457.35\text{m}^4, \text{ et } Y_G = 0.43\text{m}.$$

$$I_x = 15693.56 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 12.48\text{m}.$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémité du radier.

Sens X-X :

$$N = 51526.32 \text{ KN} \text{ et } M_x = 6030.54\text{KN.m}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = 119.77 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = 119.43 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 119.68 < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

N = 51526.32 KN et My = 53029.71 KN.m.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 157.51 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 81.69 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 138.55 < \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KPa} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

NB: N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

3.Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens X-X :

$$e = \frac{6030.54}{51526.32} = 0.117 \text{ m} < \frac{25.33}{4} = 6.33 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Dans le sens Y-Y :

$$e = \frac{53029.71}{51526.32} = 1.029 \text{ m} < \frac{22.53}{4} = 5.62 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

4.Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

N = 37261.717 KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

H = 4.2m , la hauteur de la parie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 430.81 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

On trouve : $N = N = 37261.717 \geq 1.5 \times 4.2 \times 430.81 \times 10 = 27141.03 \text{KN}$La condition est vérifiée.

❖ **Ferraillage du radier**

1. Ferraillage de la dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable .le ferraillage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

❖ **Sollicitation**

$$M_{x2} = \mu_x q l_x^2 ; M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.50}{6} = 0.91 \text{ (La dalle porte dans les deux sens)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x0} = 234.92 \text{KN.m} \\ M_{y0} = 188.78 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Sens(x) :

En travée : $M_t = 0.85 M_{0x} = 199.68 \text{KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.5 M_{0x} = 117.46 \text{KN.m}$

➤ Sens(y) :

En travée : $M_t = 0.85 M_{0y} = 160.46 \text{KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.5 M_{0x} = 94.39 \text{KN.m}$

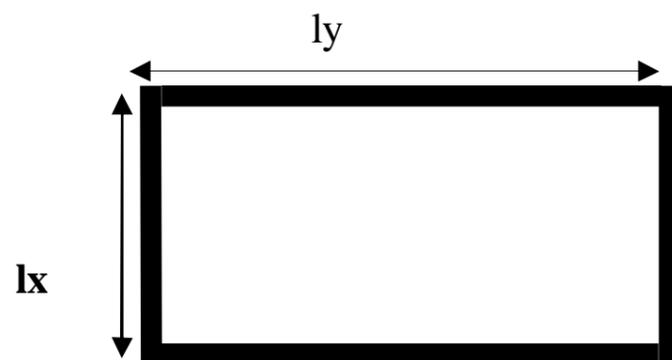


Fig. V.3 . Dalle sur quatre appuis

❖ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait sur une bonde « 1 m » de largeur et on prend le moment en travée suivant le sens « x » comme exemple de calcul :

Remarque : Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand) :

Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,30) \text{ m}^2$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 . Tableau de ferraillage du radier

Localisation	M_t (KNm)	M_a (KNm)	$A_t^{cal}(\text{cm}^2)$	$A_a^{cal}(\text{cm}^2)$	$A_t^{ado}(\text{cm}^2)$	$A_a^{ado}(\text{cm}^2)$
Sens xx	199.68	117.46	26.35	14.53	6T16+5T20=27.77	5T20=15.71
Sens yy	160.46	94.39	20.50	11.49	4T20+5T16=22.62	6T16=12.06

❖ **Vérification à l'ELU**

a. Condition de non fragilité

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$.La valeur minimale des armatures est

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour des aciers de haute adhérence FeE400.

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 2.50 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 2.40 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

b. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq 0.05 f_{c28}$$

$$V_x = 280.03 \text{ KN}$$

$$V_y = 215.69 \text{ KN}$$

- Sens x-x : $\tau_u = \frac{280.03}{1 \times 0.25} = 1.12 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$ c'est vérifiée

- Sens y-y : $\tau_u = \frac{215.69}{1 \times 0.30} = 0.86 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$ c'est vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{A.4.5.32})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.2. Résumé des résultats

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	174.28	13.62	64.54	15	201.63
	M_a	102.515	12.45	172.455	15	201.63
y-y	M_t	150.67	14.06	185.32	15	201.63
	M_a	102.515	50.61	167.39	15	201.63

❖ **Espacement des armatures**

Armatures // L_x : $S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures // L_y : $S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (4 h, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$.

❖ Schéma de ferrailage

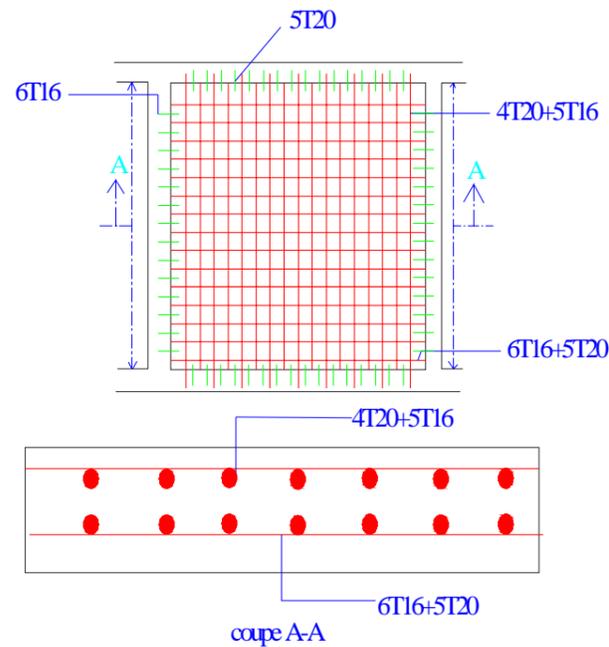


Fig.V.4 . Schema de ferrailage du radier

2. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties

❖ Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$
 avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$
 avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$q_u = 173.73 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 130.85 \text{KN} / \text{m}^2$$

❖ Calcul des sollicitations

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 :

$$l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- Sens longitudinal (x-x)

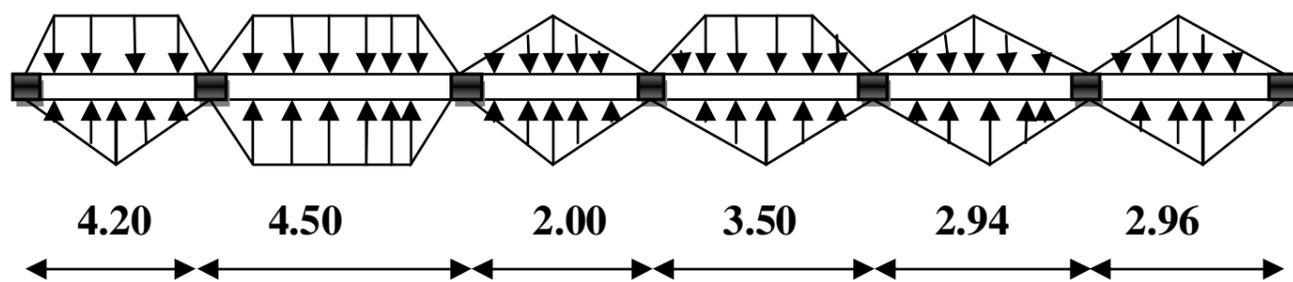


Fig. V.5 . Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	4.20	4.20	493.63	1024.42	977.84	2.03	1384.55
B-C	4.50	3.60	605.69	977.84	660.82	1.84	1273.36
C-D	2.00	1.60	231.80	660.82	283.85	0.084	658.96
D-E	3.50	2.80	440.35	283.85	321.9	1.81	569.23
E-F	2.94	2.35	340.50	321.9	223.88	1.27	463.79
F-G	2.96	2.36	342.82	223.88	226.15	1.48	415.28

- Sens transversal (y-y)

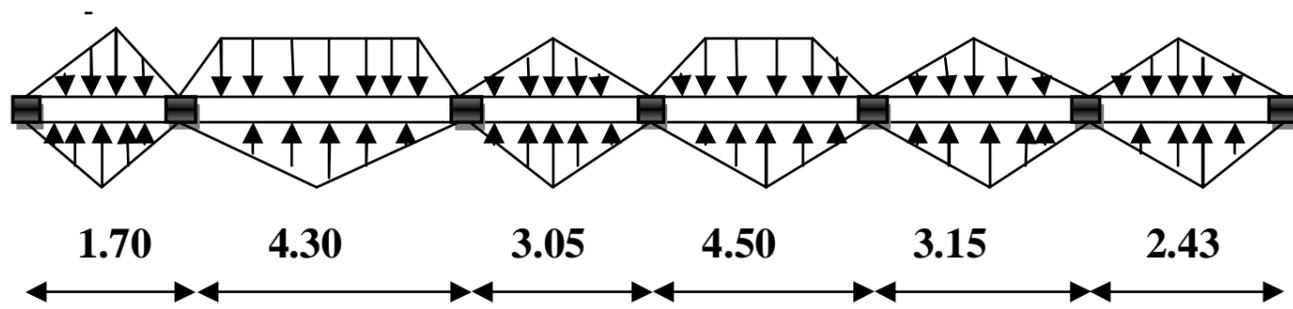


Fig.V.6 . Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Travée	L _y (m)	l' _y (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	1.70	1.70	196.88	66.93	493.02	2.29	117.36
B-C	4.30	3.44	505.38	493.02	514.29	2.17	905.25
C-D	3.05	2.44	353.24	514.29	589.57	1.66	755.69
D-E	4.50	3.6	538.78	589.57	595.45	2.25	1032.26
E-F	3.15	2.52	364.82	595.45	208.35	0.86	660.83
F-G	2.43	2.43	281.44	208.35	125.12	1.01	298.33

❖ Ferrailage

1. Armatures longitudinales

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=1.25m$

$h_0=0.30m$

$b_0=0.75m$

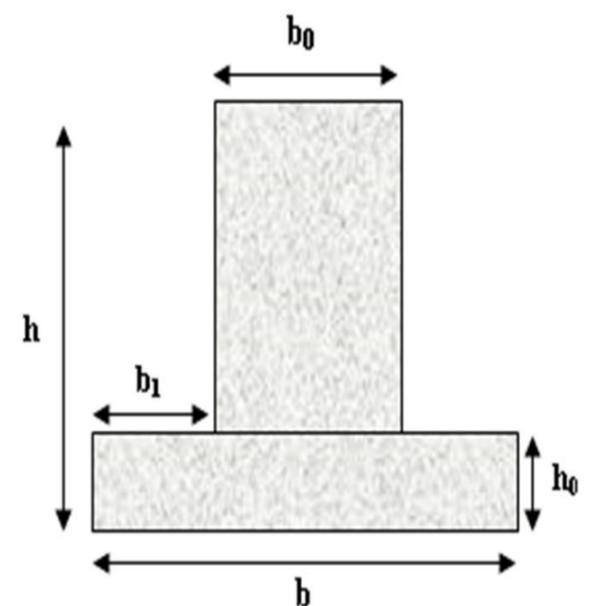
$d=1.20m$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{450}{10}; \frac{450}{2}\right)$$

$b_1 \leq \min(0.45; 0.225)$

soit : $b_1 = 0.20m$

Donc : $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.55m$



Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Résumé des résultats (ferraillage de la nervure)

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A^{cal} (cm ²)	A^{ado} (cm ²)
Sens xx	Travée	1384.55	33.91	8HA20+2HA25=34.95
	Appui	1024.4	24.82	6HA20+2HA25=28.67
Sens yy	Travée	1032.26	25.13	6HA20+2HA25=28.67
	Appui	595.45	14.36	8HA16=16.08

❖ Vérification à l'ELU

1. L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \min(0.10 f_{c28}; 3MPa)$$

$$V_{max} = 1499.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.80 MPa < 2.5 MPa.$$

Pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification à l'ELS

1. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	959.061	5.47	124.09	15	201.63
	M_a	736.48	4.40	210.12	15	201.63
y-y	M_t	777.71	4.65	221.89	15	201.63
	M_a	448.48	4.38	234.74	15	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferraillage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Localisation		A_s (cm ²)	Choix par (m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	M_a	32.73	8HA20+2HA25=34.95	1.14	1.28
y-y	M_t	34.56	8HA20+2HA25=34.95	1.20	1.36
	M_a	19.93	4T20+5T16=22.62	0.69	0.78

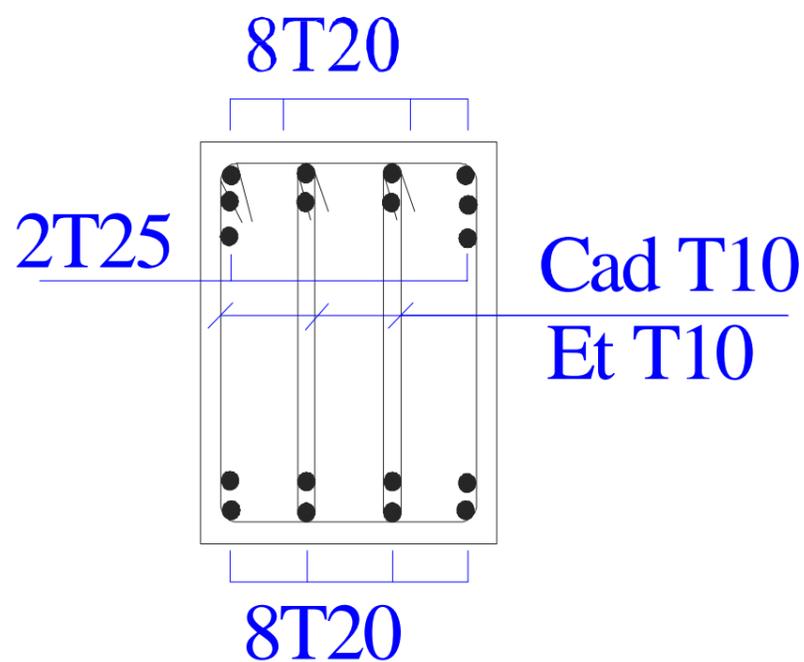
❖ Armtures transversaux :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(35.71; 75; 16) = 16mm \text{ soit } \phi_t = 10mm.$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre)

❖ schéma de ferrailage :

1. En travée :



2. En appui :

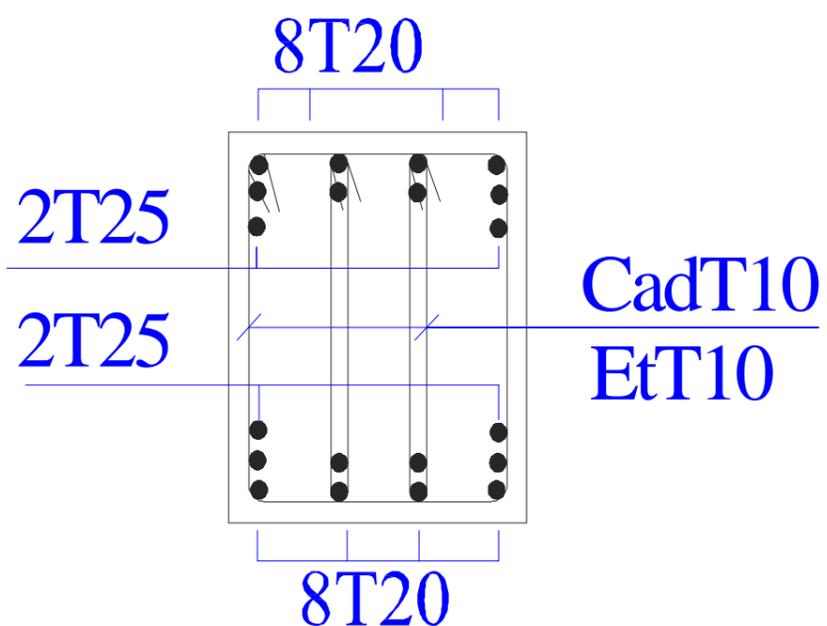


Fig . V.7. schéma de ferrailage des nervures

V.3. Etude du voile périphérique

❖ Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement 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 du mur

On dimensionne le panneau le plus sollicité

La hauteur $h=4.20\text{m}$

La longueur $L=5.5\text{m}$

L'épaisseur $e=15\text{ cm}$

❖ Caractéristiques du sol

Le poids spécifique : $\gamma_h = 19\text{ KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement : $\varphi = 16.57^\circ$

La cohésion : $c=16\text{KN} / \text{m}^2$

❖ Evaluation des charges et surcharges

Le mur de soutènement est soumis à :

- La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$\Rightarrow G = 4.20 \times ((19 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{16.57^\circ}{2})) - 2 \times 16 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{16.57^\circ}{2}))$$

$$\Rightarrow G = 20.52\text{KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{16.57^\circ}{2}\right)$$

$$\Rightarrow Q = 5.05 \text{ KN/m}^2$$

- ❖ **Ferraillage du mur**

Le mur de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- **A L'E.L.U :**

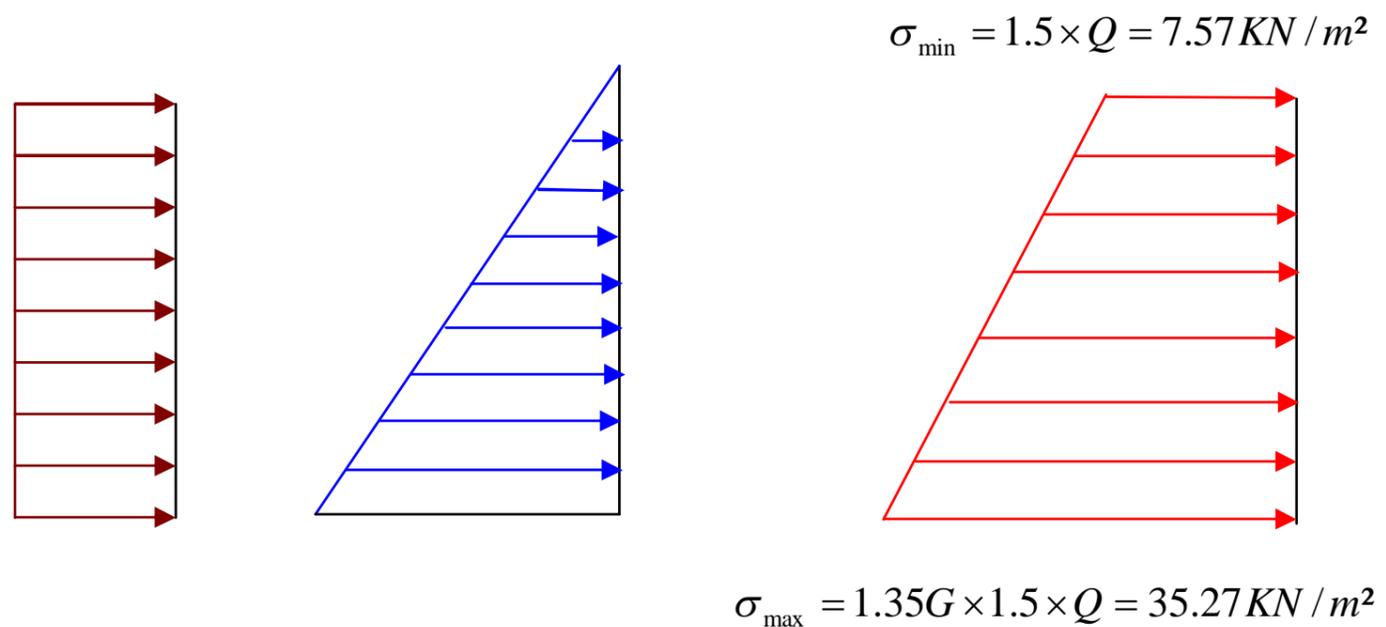


Fig.V.8. Schéma de répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 28.36 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 28.36 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.2 \text{ m}; L_y = 5.5 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.76 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.76 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \quad [\text{Annexe2}]$$

$$M_{0x} = 14.89 \text{ KNm}; M_{0y} = 19.49 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 16.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 12.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 7.44 \text{ KN.m}$$

Tableau V.8 . Section des armatures du voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	St (cm)
travée	XX	12.65	0.089	0.722	0.071	5.11	6T12=6.79	15
	YY	16.56	0.115	0.13	0.093	5.07	6T12=6.79	15
Appui		7.44	0.052	0.066	0.097	2.19	4T10=3.14	20

a) Vérifications à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Le pourcentage minimal exigé par le RPA est

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \quad (\text{RPA Art 7.7.4.2})$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

fissuration nuisible on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL Art III.2})$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 43.15 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 39.70 \text{ KN}$$

On va vérifier avec l'effort tranchant max dans les deux sens:

$$\tau_u = \frac{43.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} \Rightarrow \tau_u = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{39.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} \Rightarrow \tau_u = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b) Vérifications à l'ELS

$$\sigma_{\min} = Q = 5.05 \text{ KN/m}^2; \quad \sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 20.52 + 5.05 \Rightarrow \sigma_{\max} = 25.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 16.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases} \quad \text{[Annexe II]}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0672 \times 16.65 \times 4.2^2 = 19.73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6580 \times 19.73 = 12.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 16.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 11.033 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 9.86 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes

Dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} . \text{ (BAEL91 Art E.III.1)}$

Dans l'acier : La fissuration est considérée nuisible. **BAEL Art E.III.1**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau V.9. vérification des contraintes pour le voile périphérique

Sans		Mt (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
travée	x-x	16.77	1.89	27.22	vérifiée
	y-y	11.03	0.12	19.90	vérifiée
appui	xx=yy	9.86	5.17	23.47	vérifiée

❖ Schéma de ferrailage

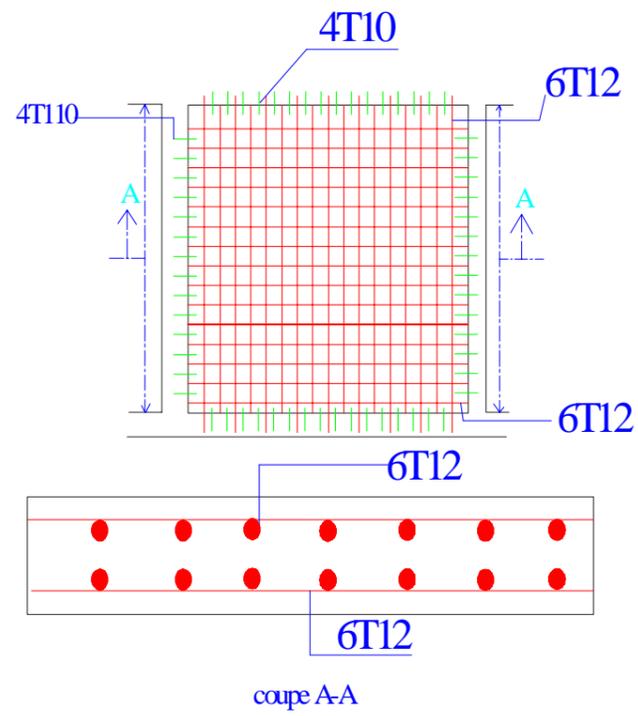


Fig. V. 9. Schéma de ferrailage de voile périphérique

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que dans la justification de l'interaction voiles-portiques.
- ❖ Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc la rigidité de la structure est assurée.
- ❖ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- ❖ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, Avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Annexe (1)

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

\emptyset	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
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	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Annexe (2)

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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 (3)

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

$\frac{I_x}{I_y}$ \ $\frac{I_x}{I_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Bibliographi

- ❖ Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- ❖ DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- ❖ Cours de béton armé, 3ième et 4ième année Génie Civil.
- ❖ Anciens mémoires de fin d'étude.